

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ
ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ГОРОДСКОГО ХОЗЯЙСТВА
ИМЕНИ А. Н. БЕКЕТОВА**

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

УЧЕБНИК

Под редакцией доктора технических наук, профессора Л. Н. Шутенко

**Харьков
ХНУГХ им. А. Н. Бекетова
2015**

УДК [624.131:692.115](075.8)
ББК 38.58я73-1
М55

Авторы:

Шутенко Леонид Николаевич – доктор технических наук, профессор;
Рудь Александр Григорьевич – кандидат технических наук, профессор;
Кичаева Оксана Владимировна – кандидат технических наук, доцент;
Самородов Александр Витальевич – кандидат технических наук, доцент;
Гаврилюк Ольга Владимировна

Рецензенты:

Кожушко Виталий Петрович – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой мостов, конструкций и строительной механики Харьковского национального автомобильно-дорожного университета;

Шмуклер Валерий Семенович – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой строительных конструкций Харьковского национального университета городского хозяйства имени А. Н. Бекетова

*Рекомендован Ученым советом Харьковского национального университета
городского хозяйства имени А. Н. Бекетова как учебник для студентов
строительных специальностей высших учебных заведений,
протокол № 9 от 03.04.2015 г.*

Механика грунтов, основания и фундаменты : учебник /
М55 Л. Н. Шутенко, А. Г. Рудь, О. В. Кичаева и др.; под. ред. Л. Н. Шутенко;
Харьков. нац. ун-т гор. хоз-ва им. А. Н. Бекетова. – Харьков : ХНУГХ
им. А. Н. Бекетова, 2015. – 501 с.

В учебнике изложены основные понятия инженерной геологии, рассмотрены физико-механические свойства грунтов, геодинамические процессы и их влияние на здания и сооружения, главные законы механики грунтов, распределение напряжений и деформаций в основаниях сооружений. Изложены принципы проектирования фундаментов в сложных грунтовых условиях при различных вариантах загрузки, приведены способы и технологии упрочнения слабых грунтовых оснований, особенности возведения и реконструкции фундаментов.

Учебник предназначен для студентов строительных специальностей, аспирантов, а также может быть полезен для проектировщиков и специалистов – строителей.

УДК [624.131:692.115](075.8)
ББК 38.58я73-1

© Л. Н. Шутенко, А. Г. Рудь, О. В. Кичаева,
А. В. Самородов, О. В. Гаврилюк, 2015
© ХНУГХ им. А. Н. Бекетова, 2015

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящая книга является учебником по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты» и соответствует требованиям программы подготовки бакалавров, обучающихся по направлению «Строительство».

В учебнике на современном материале приведены основные теоретические положения по специальному курсу инженерной геологии, исследованию грунтов, элементы механики грунтов, необходимые для полного усвоения курса, а также даны расчеты естественных и искусственных оснований.

Надежность оснований и фундаментов, удешевление работ по их устройству всегда была и остается весьма актуальной задачей, решение которой в значительной степени зависит от умения правильно оценить инженерно-геологические условия площадок строительства, свойства грунтов в основаниях, совместную работу этих грунтов с деформируемыми фундаментами и конструкциями сооружения от рациональности выбранных типов оснований и фундаментов, а также размеров последних, от качества выполненных работ.

Изучение материала, изложенного в данном учебнике, позволит будущим специалистам – строителям правильно оценивать инженерно-геологические условия площадок строительства, проектировать основания и фундаменты, выполнять работы по их устройству.

Учебник подготовлен коллективом авторов кафедры механики грунтов, фундаментов и инженерной геологии Харьковского национального университета городского хозяйства имени А. Н. Бекетова под руководством и общей редакцией доктора технических наук, профессора Л. Н. Шутенко, которым написаны: предисловие, введение, главы 12,13 и 14. Главы -1,2,3,4 написаны старшим преподавателем О. В. Гаврилюк; главы – 5,6 написаны кандидатом технических наук, доцентом, зав. кафедрой О. В. Кичаевой, главы -15,16,17, 18 написаны кандидатом технических наук, профессором А. Г. Рудем; главы – 7, 8, 9, 10,11 написаны кандидатом технических наук, доцентом кафедры геотехники и подземных сооружений Харьковского национального университета строительства и архитектуры А. В. Самородовым.

Авторы выражают глубокую признательность рецензентам д-ру техн. наук, профессору Харьковского национального автомобильно-дорожного университета В. П. Кожушко, д-ру техн. наук, профессору Харьковского национального университета городского хозяйства им. А. Н. Бекетова В. С. Шмуклеру за помощь и ценные советы, высказанные в процессе рецензирования рукописи учебника.

Авторы благодарят В. Е. Найденову за помощь, оказанную при подготовке рукописи.

ВВЕДЕНИЕ

Основные понятия и определения

Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений, выбор типа конструкций фундаментов, способа подготовки оснований должно проводиться в строгом соответствии с требованиями ДБН А.2.1-2008 с учетом:

- результатов инженерных изысканий для строительства;
- данных, которые характеризуют назначение, конструктивные и технологические особенности объекта, нагрузки, действующие на фундаменты, условия их эксплуатации;
- технико-экономического обоснования вариантов технических решений подземной части здания или сооружения.

Всякое строение передает действующие на него нагрузки, включая собственный вес, на грунт основания.

Грунтами согласно ДСТУ Б В.2.1-2-1996 принято называть скальные или дисперсные горные породы, а также насыпи до начала строительных работ. Различают грунты: скальные, полускальные, крупнообломочные, песчаные, пылевато-глинистые, органогенные и техногенные. В отдельных случаях грунт может иметь искусственное происхождение, являясь результатом хозяйственной деятельности человека.

При возведении насыпей, плотин и других земляных сооружений грунт выступает в качестве строительного материала (рис. 1).

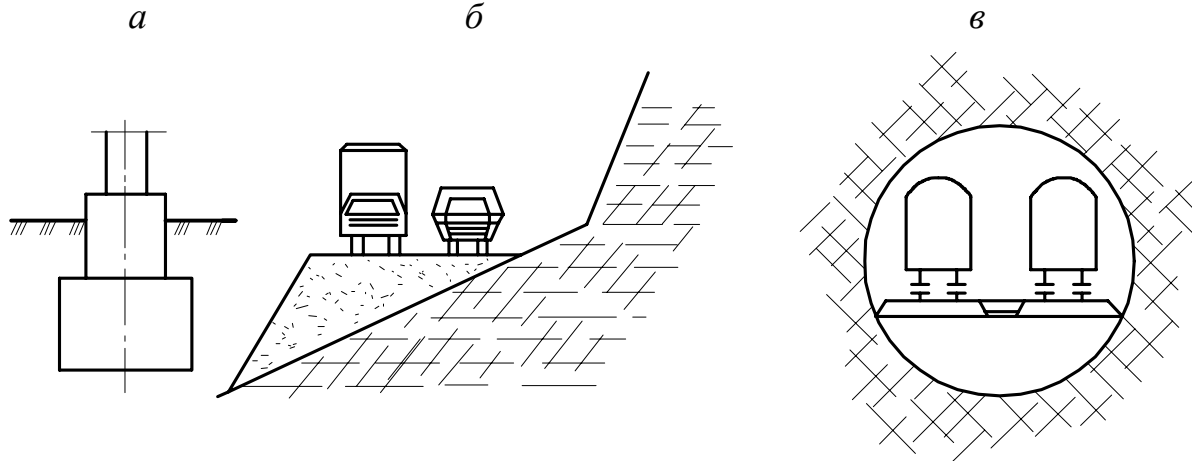


Рисунок 1 — Использование грунта в строительных целях: а – фундамент здания; б – насыпь; в – подземное сооружение

Фундаментом (рис. 2) называется заглубленная часть здания или сооружения, предназначенная для передачи нагрузок от *верхнего строения* (надфундаментных конструкций) на грунты основания, залегающие на некоторой глубине от поверхности земли.

Надземные конструкции опираются на верхнюю плоскость фундамента – его обреза. Нижнюю плоскость фундамента принято называть подошвой.

В основании различают несущий слой грунта, на который непосредственно опирается подошва фундамента, и подстилающие слои,

залегающие ниже несущего слоя. Расстояние от подошвы до поверхности земли называется глубиной заложения фундамента. В зависимости от глубины залегания несущего слоя грунта и конструктивных особенностей здания, фундаменты могут быть (рис. 2): мелкого заложения, заглубленные и глубокого заложения.

Фундаменты мелкого заложения, малозаглубленные – передают нагрузки на грунт основания преимущественно через подошву фундамента.

Фундаменты заглубленные – передают нагрузки на грунт основания через подошву и боковую поверхность фундамента, учитывая давления грунта на боковую поверхность заглубленной (стеновой) части строения.

Фундаменты глубокого заложения – передают нагрузки на грунт развернутого основания с помощью трения или сцепления по всем поверхностям контакта конструкции фундамента с основанием (вертикальные, наклонные поверхности и подошва).

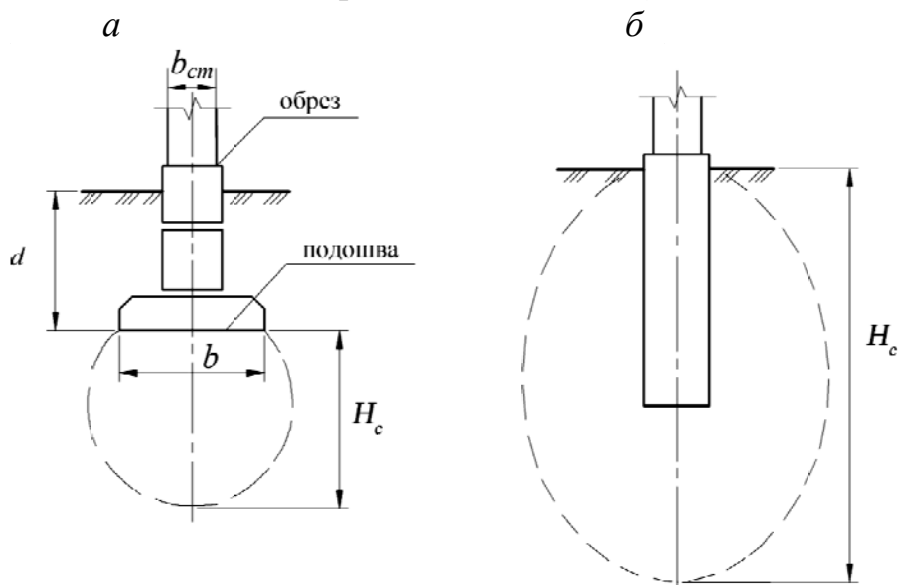


Рисунок 2 – Фундамент сооружения:
а – мелкого заложения; б – глубокого заложения

Основанием называется часть грунтового массива, которая воспринимает и распределяет нагрузку от фундамента. В основании различают *активную зону*, или *сжимаемую толщу*, в пределах которой развивается основная часть деформаций грунта. Руководствуясь определенными правилами, можно найти *нижнюю границу сжимаемой толщи*, за пределами которой напряжения и деформации в грунте от внешней нагрузки, передаваемой фундаментом на основание, настолько незначительны, что ими можно пренебречь. Расстояние от нижней границы сжимаемой толщи до подошвы фундамента определяет *глубину активной зоны*.

Состав курса механики грунтов, оснований и фундаментов, его связь с другими дисциплинами

При изучении курса механики грунтов, оснований и фундаментов необходимо иметь представление о месте, которое занимает эта дисциплина среди других строительных дисциплин, изучаемых студентами в высшем учебном заведении. Теоретическая часть курса в значительной мере базируется на выводах и положениях инженерной геологии, теоретической и строительной механики. Кроме того, при проектировании фундаментов необходимо решать вопросы, связанные с выбором строительных материалов, технологических приемов выполнения работ, с экономической оценкой рассматриваемых вариантов.

Взаимосвязь курса механики грунтов, оснований и фундаментов с другими дисциплинами схематически показана на рисунке 3.



Рисунок 3 – Схема взаимосвязи дисциплины «Механика грунтов, основания и фундамента» с другими учебными дисциплинами

Предлагаемый учебник состоит из четырех разделов, в которых изложены следующие материалы:

- общие сведения, классификация и физические свойства грунтов, влияние геологических процессов на состояние грунтов в основании;
- механические свойства и напряженно-деформированное состояние грунтов, прочность и устойчивость грунтов откосов и насыпей, давление грунтов на ограждающие конструкции, реологические процессы в грунтах;

- фундаменты на естественном основании, свайные фундаменты, фундаменты на структурно – неустойчивых грунтах, способы улучшения строительных свойств грунтов, проектирование фундаментов и изменение свойств грунтов при воздействии динамических нагрузок;
- проектирование фундаментов в сложных геологических условиях, влияние техногенных процессов на работу и состояние фундаментов.

Краткий исторический очерк развития механики грунтов, оснований и фундаментов

Большинство сохранившихся памятников древнего зодчества обязаны не только прочности строительных материалов, удачным конструктивным решениям и правильному выбору места строительства, но и надежности грунтовых оснований и фундаментов. Еще в I в. до нашей эры римский архитектор и инженер Витрувий в своих трудах "Десять книг об архитектуре" отмечал важность устройства надежных фундаментов.

По мере развития техники, методов строительства, применения новых строительных материалов увеличиваются высота и вес возводимых строений. Это, в свою очередь, требует от проектировщиков и строителей больше уделять внимание вопросам достижения теории и практики фундаментостроения, а также вопросам надежности грунтовых оснований. Первой капитальной теоретической работой по механике грунтов принято считать теорию Ш. Кулона (1773) о давлении грунтов на подпорные стенки.

Основы механики грунтов заложены трудами Ж. Буссинеска, Л. Прандтля, К. Терцаги и др.

К числу ученых-основателей современной школы механики грунтов и фундаментостроения следует отнести: В. Г. Березанцева, Н. М. Герсевича, М. И. Горбунова – Посадова, Б. И. Далматова, К. Е. Егорова, М. В. Малышева, Н. Н. Маслова, Е. А. Сорочана, В. В. Соколовского, Н. А. Цытовича, В. А. Флорина и др.

Существенный вклад в развитие теории и практики фундаментостроения внесли украинские ученые: Ю. Л. Винников, И. П. Бойко, М. Н. Гольдштейн, В. Н. Голубков, Н. А. Зоценко, Ю. В. Избаш, С. Н. Клепиков, И. М. Литвинов, И. Я. Лучковский, Н. С. Метелюк, Ю. М. Молюшицкий, С. В. Платонов, А. Г. Рудь, А. М. Рыжов, С. А. Слюсаренко, Г. И. Черный, В. Б. Швец, П. И. Яковлев и др.

Современные города приобретают не только новый, более привлекательный вид за счет возведения высотных зданий и сооружений, но и надстроек, заглубления фундаментов на значительную глубину. При этом грунтовые основания требуют тщательных исследований и моделирования с экономическим обоснованием, использованием современных методов расчета и компьютерных технологий, что значительно сокращает сроки выдачи проектной документации, обеспечивает точность расчетов и прогнозирования возможных деформаций грунтовых оснований.

Студенты, как будущие специалисты-строители, должны уметь решать поставленные задачи в области фундаментостроения, используя опыт прошлых поколений и новые достижения науки и техники, требования, предъявляемые к проектированию оснований и фундаментов.

Механика грунтов, основания и фундаменты в современных условиях строительства и реконструкции

Несмотря на значительный опыт, накопленный при проектировании и строительстве, в настоящее время перед специалистами возникают многочисленные вопросы, связанные с увеличением нагрузок на фундаменты и грунтовые основания. Повышаются требования к качеству выполнения строительных работ, сокращению материалоемкости, стоимости и продолжительности строительства. Это в свою очередь вызывает необходимость совершенствования методов расчета и проектирования, улучшения качества проектных и изыскательских работ, выбора более оптимальных и перспективных типов фундаментов, новых материалов и методов подготовки грунтовых оснований.

Интенсивная застройка ранее пустовавших земельных участков внутри городских территорий с параллельным подземным строительством требует тщательного анализа состояния существующих зданий и сооружений. При этом возрастают требования к производству работ, особенно когда участки под строительство примыкают к ранее считавшимся непригодными территориями – речные поймы, склоны, овраги, свалки и места складирования отходов производства, а также к территориям со сложными грунтовыми условиями – просадочные лессовые суглинки, глинистые набухающие, слабоводонасыщенные и заторфованные грунты.

Наиболее сложно решаются вопросы передачи нагрузок на основания при реконструкции зданий и сооружений. Строителям все чаще приходится заглублять различное оборудование в грунт, устраивать подземные этажи и пр. В таких случаях грунты не только воспринимают давление от сооружений, но и сами создают дополнительную нагрузку на боковые поверхности заглубленных в грунт конструкций, т.е. являются средой, в которой приходится возводить такие конструкции. Это расширяет задачи, решаемые при устройстве подземных частей сооружений.

Таким образом, при проектировании и возведении фундаментов и заглубленных в грунт частей сооружений специалист-строитель должен правильно оценивать инженерно-геологические условия площадки строительства, уметь решать задачи не только с позиций совместной работы сооружений с основаниями, но и в части оценки грунтов как среды, в которой возводятся строительные конструкции.

РАЗДЕЛ 1

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ГРУНТАХ

ГЛАВА 1

ВИДЫ ГРУНТОВ

Согласно ДСТУ Б В.2.1-2-1996 грунты – это горные породы, почвы, техногенные образования, представляющие собой многокомпонентную и многообразную геологическую систему минерально-дисперсных образований и являющиеся объектом инженерно-хозяйственной деятельности человека.

В инженерной геологии под термином «грунт» понимают всякую горную породу, когда она становится объектом тех или иных строительных мероприятий. В строительной же практике грунт – это рыхлые, скальные горные породы и техногенные образования, которые служат основанием для зданий и сооружений, а также материалом для этих сооружений.

Науки, которые изучают грунты можно разделить на три группы. К первой группе относятся науки, изучающие горные породы с естественно-исторической точки зрения, ко второй группе – науки, рассматривающие решение прикладных, главным образом, строительно-технических задач, связанных с расчетом, конструированием и возведением сооружений, к третьей – промежуточные науки между двумя первыми. К наукам первой группы относятся геологические науки (инженерная геология, грунтоведение и др.), в которых грунты рассматриваются, прежде всего, как горная порода. Изучается условия образования, состав и строение горных пород, а также природные процессы и явления, под действием которых происходит их изменение. Науки второй группы (прикладные строительно-технические науки) изучают грунты, как материалы, непосредственно используемые в тех или иных технических целях. К этой группе наук относятся механика грунтов, основания и фундаменты и др.

1.1 Происхождение, состав и строение грунтов

Горная порода, а следовательно и грунты представляют собой закономерное сочетание минералов. Закономерности состава, строения грунтов теснейшим образом связаны с условиями их образования. В инженерной геологии происхождение грунтов детально изучено для различных условий, что и положено в основу их классификации. Таким образом, происхождение (генезис) грунтов является одним из важнейших

факторов, определяющих их физико-механические свойства и поведение во взаимодействии со зданиями и инженерными сооружениями.

Все грунты по генезису можно разделить на естественные и техногенные грунты. К естественным грунтам относятся магматические, осадочные и метаморфические горные породы, а к техногенным – уплотненные, закрепленные в естественном состоянии, насыпные и намывные грунты.

Магматические (изверженные) горные породы образуются в результате застывания магмы в недрах земли (интрузивные – граниты, липариты, сиениты и др.) и на ее поверхности (эффузивные – базальты, андезиты, порфиры и др.).

Осадочные горные породы образуются в результате химического или механического выпадения осадка из водных растворов (гипс, ангидрит, соли и др.), в результате жизнедеятельности животных и растений (доломиты, мергель, мел, диатомиты и др.), а также при переотложении продуктов физического и химического выветривания горных пород (щебень, галька, песок, глина и др.).

Метаморфические горные породы образуются в недрах земли из осадочных, магматических или ранее сформированных метаморфических пород путем их преобразования под воздействием высоких давлений и температур в присутствии горячих растворов (мрамор, кварциты, гнейсы, сланцы и др.).

К техногенным грунтам относят все природные грунты любого происхождения, специально закрепленные материалами, приводящими к возникновению жестких связей между частицами, а также грунты, подвергнутые специальному уплотнению в природном залегании, насыпные, намывные грунты, твердые бытовые и промышленные отходы.

Различные условия происхождения и дальнейшее изменение грунтов под действием природных и техногенных факторов являются причиной разнообразия строения, состава, состояния и условий их залегания.

$$\text{Грунт} = \text{минеральные частицы} + \text{вода} + \text{газ}$$

Состав грунтов в значительной мере определяется их физическими и механическими свойствами. С позиций общей механики грунт (рис. 1.1) представляет собой сложную термодинамическую систему, которая по принятой классификации является многофазной и неоднородной. В составе грунта присутствуют вещества в трех фазовых состояниях: твердая фаза (минеральные частицы), жидкая фаза (вода) и газообразная фаза (газ и пар). Иногда в грунте выделяют биоту – живое вещество, которое может оказывать существенное воздействие на его свойства. Так активизация жизнедеятельности бактерий, как правило, снижает прочность грунта, а их отмирание приводит, наоборот, к повышению прочности. Однако пока

свойства биоты не нашли отражения в механике грунтов, мы будем рассматривать грунт как трехкомпонентную систему.

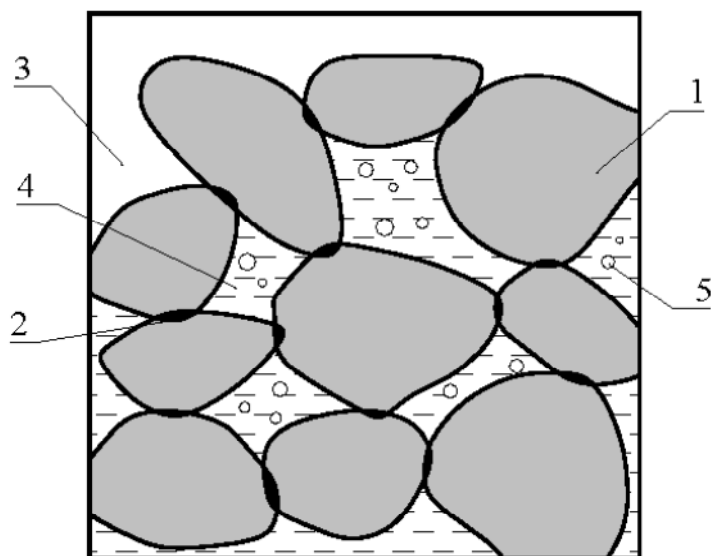


Рисунок 1.1 – Термодинамическая модель грунта:

1 – минеральные частицы (твердая фаза); 2 – структурные связи между минеральными частицами; 3 – поры, заполненные газом или паром; 4 – поры, заполненные водой и растворенным в воде газом; 5 – пузырьки, заполненные газом и паром

Твердая фаза состоит из минеральных частиц, которые могут иметь размеры от десятков миллиметров до долей микрона. Это порождает большое разнообразие видов грунта, существенно отличающихся своими свойствами.

Систему минеральных частиц, составляющих грунт, называют скелетом грунта. Между минеральными частицами грунта могут существовать цементационные или коллоидные связи, прочность которых определяет степень связности грунта.

Пространство между минеральными частицами, заполненное водой, газом или паром, называют пора́ми, а давление в порах – поровым давлением. Оно может относиться исключительно к воде, если все поры заполнены водой, к газу при отсутствии воды в порах или к поверхности раздела фаз «вода – газ (пар)». Газ и пар могут также содержаться в пузырьках или в растворенном (газ) в воде виде. Микроскопические свойства грунта, включая взаимодействия составляющих его компонентов на молекулярном уровне, изучаются в курсе «Грунтоведение».

В зависимости от температуры и давления компоненты, составляющие грунт, могут претерпевать процессы фазовых переходов. Например, при низких температурах грунтовая вода может частично переходить в лед (твердая фаза). При извлечении образца грунта с большой глубины происходит его упругое расширение в связи с уменьшением напряжений на поверхности выделенного объема до нуля. Расширение грунта приводит к отрицательному (по сравнению с атмосферным) значению порового

давления. В результате этого могут протекать процессы газовыделения из поровой воды и превращения части поровой воды в пар (парообразование). Наоборот, при повышении порового давления могут наблюдаться процессы газорастворения и конденсации пара. Эти процессы существенно зависят от температуры и учитываются при расчетах гидротехнических сооружений.

Таким образом, мы видим, что твердая, жидкая и газообразная компоненты находятся в постоянном взаимодействии, которое активизируется в результате строительства. В зоне влияния промышленных и гражданских сооружений в грунтах, как правило, присутствуют все три фазовые компоненты одновременно. На больших же глубинах грунт может состоять из двух и даже одной компоненты. Так, в зоне положительных температур ниже уровня подземных вод грунт обычно состоит из твердой и жидкой компонент. В механике грунтов такой грунт называют «грунтовой массой». Газ в условиях высокого гидростатического давления полностью растворен в воде, но может выделиться из нее при понижении внешнего давления или повышении температуры. При внешних воздействиях, например, от строительства и эксплуатации зданий, однокомпонентная система грунта может переходить в двухкомпонентную, а двухкомпонентная – в трехкомпонентную.

Исходя из вышесказанного, следует, что химические, физические, физико-химические и биологические процессы в грунтах протекают в сложном взаимодействии, сливаясь в единый геологический процесс, который изменяет свойства грунтов во времени до строительства, при строительстве и впоследствии при эксплуатации сооружений.

1.1.1 Твердые частицы грунта

Твердые частицы грунта представляют собой систему минеральных зерен, различных по форме, составу, размер которых изменяется от нескольких сантиметров до мельчайших частиц коллоидного порядка (менее 1 мк). Важнейшей характеристикой твердых частиц является минералогический состав, который во многом определяет физико-химические свойства грунтов.

Магматические, большинство метаморфических и часть осадочных горных пород сложены минералами, инертными по отношению к воде и практически не вступают во взаимодействие с растворенными в ней веществами. Эти минералы (кварц, слюда, роговая обманка и др.) не меняют свойства не только при изменении содержания воды, но и в широком диапазоне температур. Поэтому грунты, полностью сложенные такими минералами, обладают наиболее благоприятными строительными свойствами.

Растворимые в воде минералы (галит, гипс, кальцит и др.) оказывают большое влияние на свойства грунта. Если частицы грунта в сухом состоянии скреплены растворимыми минералами, то при увлажнении связи

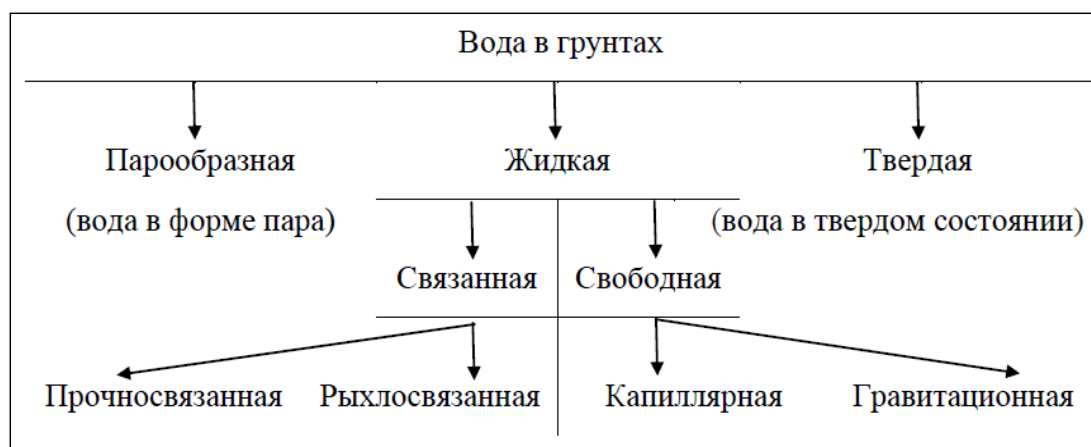
разрушаются, грунт теряет прочность и может деформироваться даже от собственного веса, а тем более под нагрузкой от сооружений.

Можно выделить еще одну группу минералов, которые нерастворимы в воде, но их нельзя отнести и к инертным минералам. Это глинистые минералы – каолинит, монтмориллонит, иллит и др. При малых размерах кристаллов (не более 1-2 мкм) глинистые минералы имеют большую суммарную площадь поверхности частиц, что обуславливает их гидрофильность. Например, в грамме каолина суммарная площадь поверхности всех частиц составляет 10 м^2 , а в монтмориллоните – 800 м^2 . Поэтому наличие в грунте глинистых минералов оказывает существенное влияние на их свойства.

1.1.2 Жидкая составляющая грунтов

Свойства всех разновидностей грунтов, особенно песчаных, пылеватых и глинистых зависит от состава и содержания в них воды. Вода в горных породах может находиться в парообразном, жидком и твердом состоянии. На основании классификации А. Ф. Лебедева можно выделить следующие виды воды в грунтах: вода в форме пара, вода в твердом состоянии, связанная и свободная вода.

Вода в форме пара (водяной пар) является одной из составных частей грунтовой атмосферы. Ее количество в грунте обычно не превышает 0,001% от всего веса грунта. Вода в форме пара играет большую роль в процессах, протекающих в грунтах. Так, например, она является единственной формой воды, которая способна передвигаться в грунте при незначительной его влажности. В то же время, в результате конденсации пара на поверхности грунтовых частиц образуются другие виды воды. Парообразная вода в грунте находится в постоянном динамическом равновесии с другими видами воды (в частности, с гигроскопичной водой) и с парами воды в атмосфере. При определенных условиях парообразная вода конденсируется. Процесс конденсации паров воды может происходить под влиянием температуры и в силу молекулярного взаимодействия паров воды с грунтовыми частицами.



Связанная вода – это вода адсорбированная на поверхности твердых частиц. Она удерживается за счет физико-химического взаимодействия с минеральными частицами грунта силами, превышающими силу тяжести, и по своим свойствам отличается от обычной воды. Этот вид воды составляет более 40% от всей воды, содержащейся в глинистых грунтах. Ее присутствие в грунтах любого состава резко изменяет их состояние и свойства. Связанная вода перемещается в грунтах в сторону падения электрического потенциала, увеличения дисперсности грунта, большего содержания глинистых минералов, а также в сторону падения температур грунта. Такую воду разделяют на химически и физически связанную воду.

Химически связанная вода часто называется конституционной, участвует в формировании кристаллических решеток различных минералов. Вода входит в состав таких минералов, как гипс ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), опал ($\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$), карналлит ($\text{KCl} \cdot \text{MgCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$) и многих других. Эта вода, как правило, удаляется при температуре 200—600° С, что может привести к распаду (разрушению) минерала.

В свою очередь физически связанная вода делится на прочносвязанную и рыхлосвязанную.

Прочносвязанная вода представляет собой пленку вокруг частиц грунта, которая состоит из одного или нескольких слоев молекул воды. По своим свойствам она приближается к твердому телу и обладает значительной вязкостью, упругостью и прочностью на сдвиг. Такую воду можно отделять от твердых частиц лишь выпариванием при температуре превышающей 100°С.

Рыхлосвязанная вода представляет собой диффузный переходный слой от прочносвязанной воды к свободной. Она обладает свойствами прочносвязанной воды, однако они выражены слабее. Рыхлосвязанную воду можно отделить с помощью выдавливания, создавая давление до нескольких МПа, или с помощью центрифуги. Максимальное содержание связанной воды имеет место в глинах и суглинках.

Свойства пылевато-глинистых грунтов в значительной степени зависят от толщины пленок рыхлосвязанной воды. Так Б. И. Далматов отмечает, что чем толще пленки воды, тем меньше прочность грунта и наоборот. Изменение толщины пленок воды, окружающих частицы пылевато-глинистого грунта, приводит к изменению его состояния от почти жидкого до твердого.

Связность грунта, зависящая от толщины слоя рыхлосвязанной воды, может резко снижаться при нарушении определенного расположения молекул воды и частиц. Со временем возможно восстановление прочности.

С удалением от поверхности частиц силы притяжения ослабевают. Там, где силы притяжения частицы перестают действовать, вода находится в свободном состоянии (рис. 1.2).

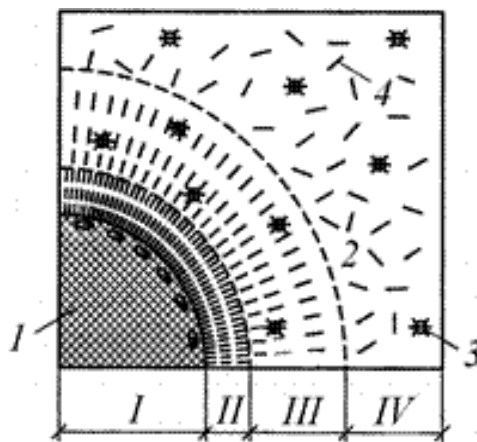


Рисунок 1.2 – Схема взаимодействия частиц с водой: 1 – частица; 2 – катион; 3 – анион; 4 – молекула воды; I - твердая частица; II – прочносвязанная вода; III – рыхлосвязанная вода; IV – свободная вода

Свободная вода ведет себя как обычная жидкость, т. е. легко перемещается по порам и трещинам в грунте под действием разности напоров, образуя при этом фильтрационные потоки. Свободная вода подразделяется на капиллярную и гравитационную. Практически вся вода, содержащаяся в трещиноватых скальных породах, крупнообломочных, гравелистых и крупных песках, относится к гравитационной. Капиллярная вода может содержаться в песках средней крупности, мелких и особенно в пылеватых песках и глинистых грунтах.

Капиллярная вода находится выше уровня грунтовых вод. Высота столба капиллярной воды зависит от гранулометрического состава грунта, размеров пор и свойств воды (ее температуры, степени минерализации). Этот вид воды в грунте может находиться в углах пор в подвешенном состоянии (не связанном с уровнем грунтовых вод, удерживаемая натяжением менисков) и в подпертом состоянии (непосредственно над уровнем грунтовых вод). Так, например, высота капиллярного поднятия в суглинистых грунтах достигает 400 см, а в глинистых может достигать до 600-1200 см.

Гравитационная вода свободно движется в грунте от большего напора к меньшему и пополняет грунтовые воды.

Вода в твердом состоянии. При температуре ниже нуля гравитационная вода замерзает и содержится в грунте в виде льда. Лед может формировать в грунте как в виде прослойки различной мощности, так и в виде отдельных кристаллов, рассеянные в его толще. Кристаллический лед в большинстве случаев играет роль природного цемента, скрепляющего минеральные частицы друг с другом. Присутствие льда резко изменяет свойства грунта.

Е. М. Сергеев отмечает, что влажные песчаные грунты при промерзании резко изменяют свои свойства уже при близких к нулю отрицательных температурах; глинистые же грунты при замерзании изменяют свои свойства более плавно, монотонно и в более значительном диапазоне отрицательных температур.

1.1.3 Газообразная составляющая грунта

Газообразные включения в грунте могут находиться в замкнутом (защемленном, располагающемся в порах грунтах), свободном (соединяющимся с атмосферой) и растворенном (в поровой воде) состоянии.

Содержание в грунте защемленного и растворенного в воде газа существенно сказывается на свойствах грунта и протекающих в них процессах. Уменьшение давления вследствие разработки котлована или извлечения образца грунта на поверхность может привести к выделению пузырьков газа и разрушению природной структуры грунта. Наоборот, увеличение давления при передаче нагрузки от сооружения может сопровождаться повышением содержания растворенного в воде газа. В то же время увеличение содержания в воде пузырьков воздуха может увеличить сжимаемость воды в сотни раз и сделать ее соизмеримой со сжимаемостью скелета грунта.

Итоги: грунт состоит из твердой, жидкой и газообразной компонент. В каждой из трех компонент содержатся микроорганизмы. Наиболее стабильной составляющей грунта является твердая компонента. Жидкая составляющая при определенных температурных режимах может переходить как в твердое состояние (лед), так и в газообразное (при этом испаряться). Газовая составляющая при определенных условиях растворяется, вытесняется жидкостью или другим газом. Следовательно, свойства грунта зависят от состава, состояния и взаимодействия слагающих его компонент.

1.1.4 Строение грунтов

Под строением грунтов понимают совокупность их структурно-текстурных особенностей, т.е. структуру и текстуру. Структура грунта определяется размером, формой, характером поверхности, количественным соотношением слагающих грунт элементов (минералов, обломков минералов и горных пород, агрегатов, цемента) и характером взаимосвязи их друг с другом. Текстура же характеризует пространственное расположение элементов, слагающих грунт.

Все структурные элементы связаны между собой структурными связями, которые по своей природе и прочности очень различны.

Образование структурных связей – длительный процесс, развивающийся на протяжении всей истории формирования грунта и его последующей жизни. Формирование этих связей происходит в результате сложнейших физико-химических процессов: кристаллизации, конденсации, содержащихся в грунте соединений, а также адсорбции, миграции и многих других. Сложившиеся в природе структурные связи могут разрушаться или переходить в новые. В тоже время методы технической мелиорации грунтов позволяют человеку создавать грунты с заданными свойствами, а также изменять их в нужном направлении. Например, в трещиноватых скальных грунтах путем заполнения трещин цементирующим веществом создаются

новые структурные связи.

Для разных генетических типов горных пород характерны различные структурные связи. Так в магматических, метаморфических и некоторых осадочных сцементированных породах развиты связи химической природы, а в тонкодисперсных несцементированных породах – молекулярные и ионно-электростатические связи (водно-коллоидные связи). В настоящее время установлено, что дисперсные несцементированные частицы породы могут обладать связями магнитного характера, а также связями за счет поверхностных электрических зарядов.

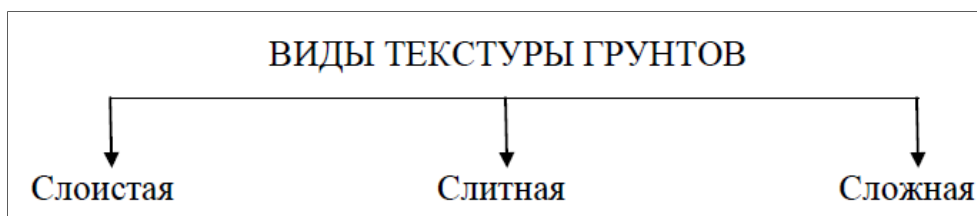
Структурная связь химической природы получила название «кристаллизационная связь», которая при разрушении не восстанавливается. Этот вид связи обладает достаточно высокой прочностью, зависящей от состава цементирующего вещества.

Водно-коллоидные связи обуславливаются электромолекулярными силами взаимодействия между пленочной водой и твердыми частицами, включая коллоидные частицы. Интенсивность этих связей зависит от расстояния между частицами, зарядов на их поверхности, состава и содержания ионов в поровой воде. Чем тоньше пленка воды, тем эти силы больше. При увлажнении такие связи ослабевают, а при высушивании они опять возрастают.

Если в грунтах присутствуют природные ферромагнетики (минералы, обладающие магнитными свойствами: гематит, гетит, гидрогематит), то они способствуют формированию связи магнитного характера. Степень влияния такого типа связи на формирования структуры естественно невелика, но она накладывает свой специфический отпечаток на общие структурные особенности грунтов.

В грунтах может образоваться связь за счет взаимодействия электрических зарядов, которая возникает на контактах минеральных частиц.

Для оценки строительных свойств грунтов весьма важным является определение текстуры. Текстурой грунтов называется их сложение, т.е. пространственное размещение и взаимное расположение частиц грунта.



Слоистая текстура (тонкослоистая, ленточная, косослоистая и др.) – наиболее распространенный вид сложения грунтов, характерный для морских, озерных и других отложений. Слитная текстура (массивная и скрыто-слоистая) присуща морским отложениям, имеющим однородное сложение в различных точках массива. К сложным текстурам относятся порфировая, ячеистая, макропористая и др.

ГЛАВА 2

КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКА

Вопросами классификации грунтов занимались такие крупные специалисты, как И. В. Попов, В. А. Приклонский, П. Н. Панютов, Е. М. Сергеев, Л. Д. Белый. Классификации грунтов можно разделить на общие, частные, региональные и отраслевые.

При решении практических задач строительства важно использовать точные классификационные наименования грунтов, основанные на учете характеристик состава и строения. Принято следующее соподчинение классификационных наименований (таксонометрические единицы): класс – группа – подгруппа – тип – вид – разновидность. Эти таксонометрические единицы, выделяются по группам признаков:

- класс – по общему характеру структурных связей;
- группа – по характеру структурных связей (с учетом их прочности);
- подгруппа – по происхождению и условиям образования;
- тип – по вещественному составу;
- вид – по наименованию грунтов (с учетом размеров частиц и показателей свойств);
- разновидности – по количественным показателям вещественного состава, свойств и структуры грунтов.

Современные стандарты требуют сопровождать наименование грунтов сведениями о их геологическом возрасте, в соответствии с местными стратиграфическими схемами, принятыми в установленном порядке.

В настоящее время грунты согласно ДСТУ Б В.2.1-2-1996 разделяются на следующие классы – природные: скальные, дисперсные, мерзлые и техногенные образования. Каждый класс имеет свои подразделения. Так, грунты скальных, дисперсных и мерзлых классов объединяться в группы, подгруппы, типы, виды и разновидности, а техногенные грунты вначале разделяются на два подкласса, а далее также на группы, подгруппы, типы, виды и разновидности. Классификация грунтов согласно ДСТУ Б В.2.1-2-1996 в сокращенном виде показана в таблице 1.1.

В класс природных скальных грунтов с жесткими структурными (кристаллизационными и цементационными) связями входят группы скальных и полускальных грунтов.

Группа скальных грунтов включает три подгруппы пород: магматические (интрузивные и эффузивные), метаморфические и осадочные.

Группа полускальных грунтов включает две подгруппы – магматические эффузивные породы и осадочные породы.

Таблица 1.1 – Классификация грунтов (согласно ДСТУ Б В.2.1-2-1996)

Класс	Группы	Подгруппы	Типы	Виды	Разновидности
1	2	3	4	5	6
Скальные грунты (с жесткими структурными связями)	Скальные грунты	Магматические породы	Силикатные	Граниты, базальты, габбро и др.	Выделяются по: прочности, выветрелости, водорастворимости, размягчаемости в воде, водопроницаемости, засоленности, структурам, текстурам и т.д.
		Метаморфические породы	Силикатные	Гнейсы, сланцы, кварциты	
			Карбонатные	Мрамор и др.	
			Железистые	Железные руды	
		Осадочные породы	Силикатные	Песчаники, конгломераты и др.	
			Карбонатные	Известняки, доломиты	
	Полускальные грунты	Магматические эффузивные породы	Силикатные	Вулканические туфы	
		Осадочные породы	Силикатные	Аргиллиты, алевролиты и др.	
			Кремнистые	Опоки, трепелы, диатомиты	
			Карбонатные	Мел, мергель	
			Сульфатные	Гипсы, ангидриты	
			Галоидные	Галиты и др.	

Продолжение таблицы – 1.1

1	2	3		4	5	6
Дисперсные грунты (с механическими и водно-коллоидными связями)	Связные грунты	Осадочные породы		Минеральные	Глинистые грунты	Выделяют по: гранулометрическому и минералогическому составу; числу пластичности; набуханию; просадочности; водонасыщению; плотности; содержанию органического вещества, засоленности; пучению и т. д.
				Органо-минеральные	Илы, сапропели, заторфованные земли	
				Органические	Торф	
	Несвязные грунты	Осадочные породы		Силикатные, карбонатные, полиминеральные	Пески, крупнообломочные грунты	
Техногенные грунты (с различными структурными связями)	Скальные и полускальные грунты	Природные образования, измененные в условиях естественного залегания	Измененные физическим и физико-химическим воздействием	Те же, что и для природных скальных грунтов	Те же, что и для природных скальных грунтов	Выделяются как соответствующие разновидности классов природных грунтов с учетом специфических особенностей и свойств техногенных грунтов
	Связные грунты			Те же, что и для природных и скальных грунтов (раздробленных)	Те же, что и для природных и скальных грунтов (раздробленных)	
	Несвязные грунты	Природные перемещенные образования	Насыпные и намывные			
		Антропогенные образования	Насыпные и намывные	Отходы производства и хозяйственной деятельности	Бытовые отходы. Промышленные отходы: строительные отходы, шлаки, шламы, золы и др.	

Деление грунтов этого класса на типы основана на особенностях минералогического состава, а деление грунтов на разновидности проводится по свойствам (по прочности, по плотности, водорастворимости в воде и др.).

Класс природных дисперсных грунтов (с механическими и водно-коллоидными структурными связями) представлен группой связных и группой несвязных грунтов. Обе группы представлены осадочными горным породам. В основу разновидностей грунтов положены плотность, засоленность, гранулометрический состав и другие показатели.

К классу природных мерзлых грунтов (с криогенными структурными связями, т.е. цементом грунтов является лед) принадлежат группы скальных, полускальных, связных грунтов, находящиеся в условиях отрицательных температур. К этим трем группам добавляется группа ледяных грунтов в виде наземных и подземных льдов. Разновидности мерзлых грунтов основываются по льдистым структурам, засоленности, температурно-прочностным свойствам и др.

К классу техногенных грунтов относятся грунты первых трех классов природных образований, измененные в условиях естественного залегания физическим или физико-химическим воздействием, а также природные перемещенные и антропогенные образования (насыпные и намывные грунты). Разновидности техногенных грунтов выделяются на основе специфических особенностей и свойств.

2.1 Природные скальные грунты

Согласно ДСТУ Б В.2.1-2-1996 скальный грунт – это грунт, состоящий из кристаллов одного или нескольких минералов, имеющих жесткие структурные связи кристаллизационного типа. Эти грунты характеризующиеся значительной прочностью и твердостью. К ним относятся изверженные (магматические), метаморфические и некоторые осадочные горные породы.

Скальные грунты отличаются водостойкими жесткими связями между зернами. По своим свойствам они близки к таким твердым и упругим материалам, как металлы и бетон. Однако скальные грунты не изотропны, так как сложены различными минералами, часть их характеризуется слоистостью, сланцеватостью, трещиноватостью, способностью к выветриванию и иногда (известняки, доломиты) заметной растворимостью.

Эти грунты разделяются на спаянные и сцементированные. В спаянных грунтах зерна находятся в непосредственном контакте и срастаются друг с другом. К ним относятся изверженные и метаморфические горные породы, а также хемогенные известняки и доломиты. В сцементированных грунтах связь между зернами осуществляется посредством цемента, заполняющего поры. К ним принадлежат песчаники, конгломераты и брекчии, известняки, ракушечники и др.

Прочность цементированных грунтов зависит от состава зерен и цемента, а также от характера заполнения пор цементом. Наиболее прочен и устойчив к процессам выветривания кремнеземистый цемент (кварц, халцедон, опал). Ему заметно уступают известковый и гипсовый цементы. Наименее прочными являются грунты, цементированные глинистым веществом.

Скальные грунты малопористые (обычно до 1 %), практически несжимаемы, нерастворимы в воде, невлагоемкие, водопроницаемы только по трещинам. Показатели механических свойств их довольно высокие. Однако верхняя часть массивов скальных пород обычно затронута процессами выветривания и трещиноватая. Кроме трещин, выветривания отмечаются тектонические трещины. Трещиноватость является важной особенностью скальных грунтов, благодаря которой их водопроницаемость может сильно повышаться. Наряду с тектоническими и экзогенными трещинами при инженерно-геологических исследованиях выделяются так называемые трещины разгрузки. Образование этих трещин связано с тем, что гравитационные и тектонические напряжения отжимают грунты в сторону свободного пространства. Так горные породы в массивах находятся в напряженном состоянии, а при вскрытии котлованов, проходке горных выработок, а также при размыве долин реками вблизи бортов возникают новые трещины, а уже имеющиеся расширяются.

В инженерной практике часто используют обобщенные характеристики трещиноватости скальных грунтов: коэффициент трещинной пустотности (КТП) и модуль трещиноватости ($M_{тр}$). Коэффициентом трещинной пустотности называют отношение объема трещин к объему скальных блоков. Формально эта характеристика аналогична пористости нескальных грунтов. Модуль трещиноватости – это количество трещин на 1 м длины обнажения скального грунта. Максимальные значения этого показателя приближаются к 100 км, а минимальные составляют доли единицы. С использованием этих показателей разработаны различные способы классификации трещиноватых скальных пород.

Кроме трещиноватости, на прочность и устойчивость грунтов большое влияние оказывает устойчивость отдельных минералов к выветриванию. Среди породообразующих минералов наиболее устойчив кварц, полевые шпаты имеют различную устойчивость, а наименее устойчивыми являются основные полевые шпаты.

В качестве основной характеристики скальных грунтов принимается предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии (R_c) (см. табл. 2.1).

Скальные грунты при $R_c < 5$ МПа обычно называются полускальными.

Важной характеристикой скальных грунтов является их отношение к воде – коэффициент размягчаемости в воде ($K_{соф}$), а также степень выветрелости ($K_{вр}$), которая определяется сопоставлением плотности

выветрелости скального грунта с «материнской» (невыветреллой) частью скального массива (см. табл. 2.1).

Таблица 2.1 – Свойства скальных грунтов

Характеристика свойств	Состояние грунтов	Показатели характеристик
Предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии R_c , МПа	Очень прочные	$R_c > 120$
	Прочные	$120 - 50$
	Средней прочности	$50 - 15$
	Малопрочные	$15 - 5$
	Пониженной прочности	$5 - 3$
	Низкой прочности	$3 - 1$
	Очень низкой прочности	$R_c < 1$
Коэффициент размягчаемости в воде, K_{sof}	Неразмягчаемые	$K_{sof} \geq 0,75$
	Размягчаемые	$K_{sof} < 0,75$
Степень выветрелости, K_{wr}	Невыветрелые (монолитные)	Грунты залегают в виде сплошного массива, $_{wr} = 1$
	Слабовыветрелые (трещиноватые)	Грунты залегают в виде глыб, $1 \geq K_{wr} \geq 0,9$
	Выветрелые	Грунты залегают в виде кусков с переходом в трещиноватую скалу, $0,9 \geq K_{wr} \geq 0,8$
	Сильнотрещиноватые	Грунты во всем массиве залегают в виде кусков, $K_{wr} < 0,8$

2.2 Природные дисперсные грунты

Грунты этого класса имеют самое широкое распространение на земной поверхности. В этот класс входят две группы:

- несвязные грунты (с механическими связями), представленные обломочными осадочными породами в виде крупнообломочных образований и песков;

- связные грунты (с водноколлоидными связями), представленные осадочными породами в виде минеральных (глинистых), органо-минеральных и органических образований.

Несвязные грунты. Крупнообломочные грунты состоят в основном из угловатых или окатанных обломков горных пород размером более 2 мм, имеющих преимущественно полиминеральный состав. Они могут быть подразделены по крупности и форме обломков на валунные и глыбовые, галечниковые и щебенистые, гравийные и дресвяные (см. табл. 2.2).

Таблица 2.2 – Разновидности крупнообломочных грунтов из окатанных обломков (согласно ДСТУ Б В.2.1-2-1996)

Разновидность песков	Размер зерен, частиц d, мм	Содержание зерен, частиц, % по массе
Валунный (при преобладании неокатанных обломков – глыбовый)	> 200	> 50
Галечниковый (при преобладании неокатанных обломков – щебнистый)	> 10	> 50
Гравийный (при преобладании неокатанных обломков – дресвяный)	> 2	> 50

Поры в крупнообломочных грунтах могут быть свободными или заполненными песчаным, пылеватым или глинистым материалом. При этом пористость грунта снижается до 25–30%. Если такого заполнителя более 30% (по массе воздушно-сухого грунта), то к наименованию грунта добавляется название заполнителя, например, глинистый гравий.

При отсутствии мелкозернистого материала крупнообломочные грунты обладают высокой водопроницаемостью ($k_f > 100 \text{ м/сут}$).

Форма обломков крупнообломочных грунтов, их размер и характер заполнителя определяются генезисом породы. В соответствии с этим выделяются различные генетические типы крупнообломочных грунтов (элювиальные, аллювиальные, морские и др.), которые имеют разные инженерно-геологические особенности.

Таким образом, крупнообломочные грунты являются хорошим основанием для зданий и сооружений, при плотном сложении под нагрузкой не уплотняются, но при большом содержании глинистого материала появляется тенденция к сжимаемости. При сильных землетрясениях водонасыщенные крупнообломочные грунты могут разжижаться и терять устойчивость, что сказывается на устойчивости объектов.

Песчаные грунты (пески) сложены угловатыми и окатанными обломками минералов, размер которых составляет 2 – 0,05 мм. Согласно

ДСТУ Б В.2.1-2 песок – это несвязный минеральный грунт, в котором масса частиц размером менее 2 мм составляет 50 %.

Пески представляют массу частиц с механическими связями. По крупности частиц пески разделяются на гравелистые, крупно-, средне-, мелкозернистые и пылеватые (см. табл. 2.3).

Таблица 2.3 – Классификация песков по крупности зерен (согласно ДСТУ Б В.2.1-2-1996)

Разновидность песков	Размер зерен, частиц d, мм	Содержание зерен, частиц, % по массе
Гравелистые	> 2	> 25
Крупнозернистые	> 0,50	> 50
Среднезернистые	> 0,25	> 50
Мелкозернистые	> 0,10	≥ 75
Пылеватые	> 0,10	< 75

Плотность песков оценивается по значению коэффициента пористости (e) (см. табл. 2.4).

Таблица 2.4 – Классификация песков по коэффициенту пористости (согласно ДСТУ Б В.2.1-2-1996)

Разновидность песков	Коэффициенты пористости (e)		
	Пески гравелистые, средней крупности	Пески мелкие	Пески
Плотный	< 0,55	< 0,60	< 0,60
Средней плотности	0,55-0,70	0,60-0,75	0,60-0,80
Рыхлый	> 0,70	> 0,75	> 0,80

Рыхлое сложение песков легко переходит в плотное при водонасыщении, вибрации и динамических воздействиях.

За счет открытой пористости пески всегда водопроницаемы. В пылеватых песках K_f не превышает 1 м/сут, в крупнозернистых – 40-50 м/сут, а в гравелистых – 80-100 м/сут.

Пески имеют чрезвычайно широкое распространение. Они являются надежным основанием для зданий и инженерных сооружений, служат сырьем для изготовления строительных изделий и материалов.

Особенности песков во многом определяются их генезисом. В качестве примера можно сравнить некоторые из генетических типов песков.

Среди наиболее распространенных аллювиальных (русловых) песков встречаются различные по гранулометрическому составу разновидности, отличающиеся структурно-текстурными особенностями и свойствами. Общей характерной чертой русловых песков является закономерное изменение их дисперсности по продольному профилю реки: вниз по течению уменьшаются размеры зерен песка и одновременно повышается его однородность. Невысокая дисперсность русловых песков, их достаточно хорошая отсортированность и окатанность, преобладающее среднеплотное и рыхлое сложение обуславливают значительную водопроницаемость, величина которой в горизонтальном направлении обычно выше, чем в вертикальном.

Пойменные и старичные пески представлены главным образом мелкими и пылеватыми песками горизонтально-, косо- или линзовиднослоистыми, содержащими примеси глинистого и часто органогенного материала. Эти пески имеют меньшую величину водопроницаемости по сравнению с русловыми, а сжимаемость их значительно выше.

Флювиогляциальные пески представлены различными по дисперсности разновидностями (преобладают крупные, средней крупности и мелкие), содержащими, как правило, то или иное количество грубообломочного материала. Среди флювиогляциальных песков широко развиты зандровые пески, которые представлены всеми разновидностями, причем среди них преобладают мелкие пески и пески средней крупности. Зандровые пески могут создавать площади в сотни тысяч квадратных километров.

Среди морских песков преобладают кварцевые пески, нередко с различными примесями. Среди последних характерны и интересны глауконитовые пески. Сравнительно легко разлагаясь, глауконит может вызвать изменение свойств породы, в частности цементацию песков продуктами своего разложения. Морские пески, за небольшим исключением, отличаются высокой однородностью и очень хорошей окатанностью. В соответствии с этим их водопроницаемость обычно достаточно велика (коэффициент фильтрации больше 1 м/сут). Пески, сформировавшиеся в мелководных условиях, особенно пески зоны прибоя, имеют, как правило, плотное сложение. Глубинные пески часто характеризуются рыхлым сложением и склонностью давать быструю осадку при динамических нагрузках.

Эоловые пески имеют широкое распространение в полупустынных и пустынных областях. В условиях естественного залегания они находятся в рыхлом сложении и в соответствии с этим легко и значительно уплотняются под действием динамических нагрузок. Высота капиллярного поднятия не превышает 60 см. Хорошая отсортированность, однородное и достаточно рыхлое сложение эоловых песков обуславливает их большую

водопроницаемость: обычно коэффициент фильтрации составляет 10-11 м/сут, в отдельных случаях увеличивается до 15 м/сут.

Пески различных генетических типов под влиянием гидродинамического давления могут переходить в плавунные состояния. *Плывуны* разнообразны по минеральному и гранулометрическому составу, для них характерно содержание органического вещества. Таким образом, плавун – это насыщенный водой грунт, способный растекаться и оплывать.

Угол естественного откоса α пловунов зависит от влажности (w). В исследованиях ряда авторов получены следующие данные, приведенные в таблице 2.5.

Увеличение влажности пловуна всего на 0,05 д. е. приводит к изменению угла естественного откоса от 37^0 до 0^0 . Несущая способность пловунов, определенная в полевых условиях, исключая движение и выпирание, достигает 0,8 МПа.

Таблица 2.5 – Угол естественного откоса пловунов в зависимости от влажности

Влажность W , Д.Е.	Угол естественного откоса α , град
0,125	19-37
0,135-0,150	4-5
0,175	0

Большая водоудерживающая способность и малая водопроницаемость пловунов делают невозможным осушение их обычным способом водопонижения.

Плывуны обладают наибольшей величиной деформации по сравнению с другими породами. Особенно опасны эти грунты при значительной естественной влажности.

Связные грунты. Группа связных грунтов объединяет минеральные глинистые грунты, органоминеральные – илы, сапропели, заторфованные грунты, органические грунты – торфы и др. Для них характерна зависимость прочности и других свойств от влажности. Исходя из величины влажности, в этих грунтах преобладают структурные связи разного характера: ионно-электростатические, капиллярные и молекулярные.

Глинистые грунты являются одним из наиболее широко распространенных видов грунтов. Глинистые грунты представлены тремя литологическими разновидностями: супеси, суглинки и глины. Глины сложены глинистыми минералами (до 95%), среди которых преобладают гидрослюда, а в качестве примесей присутствуют каолинит, монтмориллонит и др. В суглинках, кроме глинистых минералов, присутствуют (до 30-50%) кварц, полевые шпаты и другие кластогенные

минералы, имеющие размер пылеватых частиц. В составе супесей основное место занимают кластогенные минералы (кварц, полевые шпаты и др.), а глинистые минералы находятся в подчиненном положении (до 10-20%). Эти грунты характеризуются большой группой физических свойств: пористостью, влажностью, поглотительной способностью, коррозионными свойствами, пластичностью, консистенцией, липкостью, набуханием, усадкой и др.

Состав и свойства глинистых грунтов определяются их происхождением (генезисом). Ниже приведены характеристики свойств некоторых генетических разновидностей глинистых грунтов.

Элювиальные глинистые грунты – это продукты выветривания осадочных сцементированных скальных грунтов и представлены в основном суглинками и глинами, в которых растительные остатки и органическое вещество практически не встречаются. Глины этого генетического типа часто являются мономинеральными. Эти грунты характеризуются различными инженерно-геологическими свойствами. Большим разнообразием отличаются такие петрографические разности элювиальных глинистых отложений, как суглинки и супеси в силу чрезвычайной изменчивости, а также количества и виды глинистых минералов в их составе. Особенно ярко это проявляется в таком их свойстве как пластичность. Наиболее пластичные их разновидности формируются при выветривании основных изверженных и эффузивных пород. При выветривании кислых пород обычно образуются слабопластичные глины, главным образом каолинитового состава.

К делювиальным глинистым грунтам относят разнообразные по петрографическому составу образования, покрывающие мощными покровами склоны. Довольно часто эти образования содержат щебень и более крупные обломки пород, а также растительные остатки. Оценивая делювиальные глинистые грунты, следует иметь в виду их общую склонность к движению по склонам. Искусственная подрезка делювиальной толщи (сооружение котлована под здание, дорожной выемки и т.д.), особенно в нижней части склона, нередко вызывает подвижки оползневого характера.

Пролювиальные глинистые образования чаще всего представлены пылеватыми суглинками с характерной плохой сортировкой материала и наличием включений обломков пород различной величины. Глинистый пролювий сильно неоднороден по всей толще, с точки зрения деформационных, прочностных и водно-фильтрационных характеристик.

Аллювиальные глинистые образования развиты очень широко в долинах равнинных рек. Они отличаются большим разнообразием по составу и свойствам. Такое разнообразие определяется различными условиями формирования тех или иных глинистых аллювиальных толщ.

Озерные глинистые отложения имеют сравнительно неширокое распространение. Они характеризуются высокой пористостью, значительным

содержанием органических частиц и высокой естественной влажностью, что обуславливает их большую сжимаемость и низкие показатели сопротивления сдвигу.

Морские глинистые отложения образуются практически во всех областях моря, в пределах которых отсутствует привнос крупного материала и существуют благоприятные гидрохимические и гидродинамические условия. Наибольшее распространение они имеют среди глубоководных отложений морей и океанов. По своему составу эти грунты чаще всего однородны. Для них характерно наличие воднорастворимых солей. При высыхании эти соли кристаллизуются и создают жесткие связи между частицами породы, увеличивая её прочность. Наличие свободного кремнезема и окислов железа в морских глинах еще больше увеличивает их связность, прочность и водоустойчивость. Противоположную роль играют сульфиды железа и органические вещества, которые при разложении вызывают изменение состояния и ухудшение свойств глинистых грунтов.

Особое внимание уделим рассмотрению такой разновидности глинистых грунтов как лессовые грунты. Они лежат сплошным покровом на большей части Украины (до 80%).

Лесс – это однородный, тонкозернистый, обычно неслоистый, рыхлый грунт. По литологическому составу лессовые отложения представлены в основном суглинками, реже – супесями, глинами. Так же лессовые грунты содержат различные по степени растворимости соли.

Для лессовых толщ характерно наличие разнообразных прослоев и включений. Среди них наиболее распространены так называемые погребенные почвы, под которыми понимаются как собственно почвы, так и переотложенные почвы и гумусированные прослойки, образовавшиеся в результате аккумуляции органического вещества. Также в лессовых толщах отмечаются прослойки песка, гравия и галечника, мощность которых колеблется от нескольких сантиметров до нескольких метров.

Проблема генезиса лёссов существует более 150 лет и до сих пор окончательно не решена. Более чем за вековую историю изучения лёссов было предложено не менее двадцати различных гипотез их происхождения.

Лессовые грунты по составу, структурно-текстурным признакам, а следовательно, и механическим свойствам существенно отличаются от всех других грунтов. Твердые частицы лессовых грунтов на 80-90% состоят из кварца, полевого шпата и растворимых минералов. По крупности до 60%, а иногда и до 90% твердых частиц относится к пылеватым, остальные – к глинистым и лишь малая часть – к песчаным фракциям.

Лессовые грунты обычно подразделяются на лессы и лессовидные грунты. Лессы являются грунтами, наиболее однородными по гранулометрическому составу. Лёссовидные грунты характеризуются разнообразным гранулометрическим составом. Среди них выделяются

лессовидные пески, лессовидные супеси, лессовидные суглинки и лессовидные глины.

Лессовые грунты относятся к категории макропористых грунтов, т.е. к грунтам, у которых поры видны невооруженным глазом. Суммарная пористость лессовых пород колеблется от 30 до 64 %. Наиболее часто встречается значение пористости – 44-50 %.

Лёссы и лессовидные грунты, имеющие небольшую естественную влажность, обладают незначительной сжимаемостью: осадка их под нагрузкой очень небольшая. Увеличение влажности, а тем более насыщение пород водой резко снижает их сопротивление сжатию. Помещенный в воду лессовый грунт быстро увлажняется и размокает, распадается на мелкие агрегаты и пылеватые частицы.

При природной влажности лессовые грунты за счет цементационных связей обладают заметной прочностью и способны держать вертикальные откосы высотой до 10 м и более. Увлажнение лессов приводит к растворению цементационных связей и разрушению его макропористой структуры. Это сопровождается резкой потерей прочности грунта, значительными и быстро развивающимися деформациями уплотнения – просадками. Поэтому лессовые грунты называют просадочными.

Вследствие просадочности и легкой размываемости лёссов строительство на них и освоение их в инженерно-геологических целях более сложное, чем на других глинистых грунтах.

К органоминаральным грунтам относятся илы, сапропели и заторфованные грунты. Все органоминаральные грунты высокопористые и водонасыщенные. В их состав входят песчано-пылевато-глинистые частицы, органический минерал и вода, которой в грунте бывает больше, чем минеральной и органической частей.

Ил – это водонасыщенный современный осадок дна водоема в виде песчано-пылевато-глинистых масс с гумусом (не менее 10%). Илы являются начальной стадией формирования глинистой породы. Они практически не держат нагрузки, а при динамическом воздействии переходят в разжиженное состояние.

Сапропели – это рыхлые водонасыщенные песчано-пылевато-глинистые отложения, содержащие до 30% органического материала.

Заторфованные грунты – это водонасыщенные песчано-пылевато-глинистые отложения, но с большим содержанием (до 50%) органического вещества в виде остатков корней растений с примесью гумуса.

К органическим грунтам можно отнести торф. Торф – это отложения, не менее чем на 50% состоящие из остатков болотной растительности, образующиеся в условиях избыточного увлажнения и недостаточного доступа кислорода.

Отличительной чертой торфов является их высокая влажность в естественном залегании. В естественных условиях торф обладает низкой

способностью к набуханию, а при высыхании наблюдается значительная усадка. Этот грунт обладает высокой сжимаемостью под нагрузкой, величина которой в десятки и сотни раз выше, чем у минеральных грунтов.

Неоднородность строения и состава торфяной залежи и сильная сжимаемость торфа могут привести к значительным неравномерным осадкам возводимых сооружений. Эти осадки обычно происходят в течение длительного периода времени.

Итоги: строительство зданий и инженерных сооружений на органоминеральных и органических грунтах представляет собой сложную задачу, поэтому осуществляется по специальным нормативам.

2.3 Техногенные грунты

При строительстве и добыче полезных ископаемых на поверхность извлекают сотни миллионов кубических метров разнообразных грунтов. Вместе с тем, человечество в большом количестве создает новые «грунты» – продукты промышленных и бытовых отходов, накапливающиеся в результате жизнедеятельности человека – это грунты называются техногенными. Эти грунты изучены слабо. Мощность их колеблется от 1 до 10 м (на небольших участках до 20 м), а в местах засыпки колодцев и шахт – до 100 м и больше. Минимальные мощности их приурочены к местам новой застройки.

Техногенные грунты используются в качестве оснований зданий и сооружений, а также материала для строительства различных инженерных сооружений (земляных плотин, насыпей автомобильных дорог и пр.).

Согласно ДСТУ Б В.2.1-2-1996 техногенные грунты выделены в отдельные классы (см. табл. 1.1).

По характеру распространения техногенные отложения можно разделить на четыре категории:

- крупноплощадные (чаще всего намывные грунты);
- линейно вытянутые (дамбы, насыпи дорог, засыпанные речки, овраги и траншеи);
- местные очаговые (засыпанные карьеры и болота, стройплощадки и др.);
- локально-точечные (мелкие свалки, засыпанные колодцы и др.).

Наиболее часто встречаются *насыпные грунты*. Эти грунты делят на строительные и промышленные. Насыпные грунты строительного типа – грунты насыпей автомобильных и железных дорог, плотин и дамб, насыпи под основания зданий, сооружений и пр. К промышленным насыпным грунтам относятся выработанные породы горно-рудной промышленности, вскрышные породы, горные выработки.

Случаи неравномерных осадок и деформаций зданий и сооружений, построенных на насыпных грунтах, показывают, что основные причины деформаций следующие:

- залегание в основании зданий и сооружений грунтов, заметно различающихся по составу и свойствам (лёссы и насыпные грунты и т.д.);
- неравномерная мощность насыпных грунтов;
- неоднородный состав насыпных грунтов и значительное (до 60 %) содержание в них органических веществ.

Влияние фактора времени на состояние грунтов насыпи сказывается в приобретении этими грунтами уплотнения и сцепления упрочнения. Время, необходимое для приобретения насыпными грунтами прочности и плотности, приведено в таблице 2.6.

Таблица 2.6 – Время приобретения естественной плотности (по данным исследований на газопроводах)

Тип грунта	Срок уплотнения, годы
Пески средние и мелкие	2 – 4,5
Супеси	4 – 6
Суглинки и глины	8 – 12
Супесчано-песчаные грунты с примесью слаборазложившегося торфа	2 – 4

Намывные грунты создаются средствами гидромеханизации. В комплексе техногенных намывных грунтов следует различать грунты строительного и горного типов. К строительному типу относятся грунты дамб, насыпей, а также специально созданных массивов из намывных песков. Эти массивы позволяют осваивать поймы и болота для промышленного и гражданского строительства. Минерально-гранулометрический состав намывных песков примерно тот же, что и песчаных русел местных рек.

Горный тип намывных грунтов образуется при сбросе вскрышных пород на месторождениях полезных ископаемых.

Выделяется три стадии формирования свойств намывных грунтов: уплотнение, упрочнение и стабилизация состояния намывных грунтов.

На свойства намывных грунтов влияет физико-географические факторы (рельефа ложа, климата и др.), инженерно-геологические свойства основания намывного сооружения (состав, состояние основания), а также свойства грунтов, подстилающих намывные сооружения.

ГЛАВА 3

ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТА, ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ ЕГО СВОЙСТВА

Каждый грунт имеет свои, только ему присущие строительные свойства. Наибольшее значение для оценки свойств грунтов при проектировании зданий и инженерных сооружений имеют физико-механические характеристики. Характеристики физических свойств выражают физическое состояние грунтов (плотность, влажность и др.) и позволяют их классифицировать по типу, виду и разновидностям. Под механическими подразумеваются такие свойства, которые появляются в грунтах под воздействием внешних сил (давление, удар). Механические свойства оцениваются прочностными и деформационными характеристиками.

3.1 Определение свойств грунтов в лабораторных и полевых условиях

В природе существует большое разнообразие грунтов, обладающих различными свойствами. Эти свойства изучают лабораторными и полевыми методами в зависимости от состава, состояния, необходимости контроля или оценки свойств грунтов в строительстве и финансирования работ. Ниже в таблице 3.1 приводится перечень видов и методов лабораторных и полевых исследований грунтов.

Таблица 3.1 – Виды и методы лабораторных исследований грунтов

Виды и методы исследований	Полученные показатели
1	2
<i>Исследование состава и строения пород</i>	
Макроскопическое изучение	Цвет, структура, текстура, характер включений, минеральный состав и др.
Микроскопическое изучение	
Изучение химического и минерального состава:	
– иммерсионный метод	Минеральный состав отдельных песчаных фракций и ориентировочный
– метод окрашивания	Минеральный состав глинистых грунтов
– термический анализ	То же
– электронная микроскопия	То же

1	2
– химические методы	Химический состав, емкость поглощения, состав обменных ионов в глинистых грунтах
– прочие методы (рентгенография, электронография и др.)	Минеральный состав и строение глинистых грунтов
Изучение гранулометрического состава:	
– ситовый метод	Гранулометрический состав песчаных и других несвязных грунтов
– метод отмачивания (Сабанина)	То же пылеватых и глинистых грунтов
– метод пипетки	Гранулометрический состав глинистых грунтов
– комбинированные методы	То же
– ареометрический метод	То же
Изучение структуры и текстуры	Структурно-текстурные качественные и количественные оценки, класс грунтов
Исследование физических свойств	
Определение плотности частиц грунтов:	Плотность частиц грунтов
– пикнометром с дистиллированной водой	Для грунтов, не содержащих растворимых веществ
– пикнометром с неполярными жидкостями, с применением вакуумирования	Для грунтов с легко растворимыми веществами
Определение влажности:	
– с удалением влаги: метод термостатной сушки, метод сушки инфракрасными лучами и др.	Общая, гигроскопическая и другие характерные влажности
– без удаления влаги: электрический, нейтронный, гидростатический и др.	
Определение плотности грунтов:	Плотность грунтов при естественной влажности
– метод непосредственных измерений	На образцах правильной геометрической формы
– метод режущего цилиндра	Для мягких глинистых пород и песков

1	2
– метод гидростатического взвешивания (методы парафинирования, без гидроизолирующей пленки, денситометром и др.)	Для образцов неправильной формы, для образцов скальных и полускальных грунтов
Определение пористости:	
– метод насыщения жидкостью	Пористость, коэффициент пористости для скальных полускальных и рыхлых несвязных грунтов
– расчетный метод	При известных значениях плотности частиц грунта и плотности сухого грунта
– методы определения пористости при наиболее плотном и наиболее рыхлом сложениях	Относительная плотность песчаных, максимальная плотность песчаных и пылевато-глинистых грунтов
Определение пределов пластичности глинистых пород:	
– метод конуса (стандартный, Бойченко и др.)	Верхний предел пластичности (предел текучести)
– другие методы (Казагранде и др.)	То же
– метод раскатывания	Нижний предел пластичности (предел раскатывания)
Исследование водных свойств	
Определение липкости	Величина липкости
Методы исследований водостойчивости:	
– определение степени и давления набухания	Степень набухания, влажность набухания, давление набухания
– определение усадки	Линейная усадка, объемная усадка и влажность усадки
– изучение скорости и характера размокания, размягчаемость	Показатель для скальных и полускальных грунтов
– определение содержания водорастворимых соединений	

1	2
Методы определения водоудержания:	
– определение полной влагоемкости расчетным путем	Полная влагоемкость
– определение влагоудерживающей способности	Гигроскопическая влажность, максимальная молекулярная влагоемкость
– определение водоотдачи	Коэффициент водоотдачи
Определение капиллярных свойств	Высота капиллярного поднятия
Определение водопроницаемости:	Коэффициент фильтрации, удельное водопоглощение
– методы фильтрации для рыхлых несвязных грунтов	Коэффициент проницаемости
– компрессионно-фильтрационные методы для глинистых грунтов	
Определение плавунных и тиксотропных свойств	Угол естественного откоса под водой для песчаных грунтов, седиментационный объем, скорость и коэффициент тиксотропного упрочнения
Исследование механических свойств	
Определение деформационных свойств скальных пород:	
– статические методы определения упругости	Модуль упругости, коэффициент Пуассона
– динамические методы определения упругости	
Определение деформационных свойств дисперсных пород:	Коэффициент сжимаемости, модуль деформации, коэффициент консолидации, коэффициент просадочности
– компрессионные испытания	
– испытание в приборах трехосного сжатия	Коэффициент бокового давления
– испытание в приборах одноосного сжатия	Модуль общей деформации для глинистых грунтов

1	2
Определение прочностных свойств скальных пород:	
– метод одноосного растяжения	Временное сопротивление пород растяжению, раскалыванию и сжатию
– метод раскалывания цилиндров	
– одноосное сжатие	
Определение прочности дисперсных пород:	
– испытания в срезных приборах по различным методикам	Угол внутреннего трения и удельное сцепление (параметр линейности)
– испытания в приборах трехосного сжатия (стабилометрах)	То же, определение порового давления
– испытания в приборах одноосного сжатия	Сопротивление сжатию
– пенетрационные методы	Сопротивление пенетрации
– испытания на сдвиг крыльчаткой	Сопротивление сдвигу
Специальные виды исследований	
Определение теплофизических свойств, морозоустойчивости, степени разложения торфа и др.	

Таблица 3.2– Классификация опытных полевых работ

Вид исследования	Методы исследования
1	2
Исследование состава и физических свойств	Определение гранулометрического состава грохочением крупных глыб
	Определение плотности грунта в шурфах
	Определение плотности песчаных и консистенции пылевато-глинистых грунтов динамическим и статическим зондированием
Исследование водных свойств	Определение коэффициента фильтрации: а) откачками из шурфов и скважин б) нагнетаниями и наливками в шурфы и скважины
	Наблюдение за режимом подземных вод
	Определение направления и скорости движения подземных вод

1	2
Исследование механических свойств	<i>Деформационные характеристики</i>
	Испытания грунтов статической нагрузкой штампов
	Прессиометрия
	Измерение порового давления
	<i>Прочностные характеристики</i>
	Испытания сопротивления грунта методом вращательного сдвига крыльчаткой
	Испытания сопротивления грунта методом сдвига в шурфах: а) раздавливанием призмы б) выпиранием в) обрушением г) сдвигом в заданной плоскости
	Зондирование: а) динамическое б) статическое в) комбинированное
Натурные испытания	Испытания грунтов сваями: а) динамические б) статические в) на выдергивание
	Испытание существующих фундаментов
	Наблюдение за осадками зданий и сооружений
	Наблюдение за смещением массивов пород

Как видно из приведенных таблиц, перечень исследований грунтов довольно обширный. Рассмотреть его полностью в рамках этого учебника не представляется возможным, поэтому ниже приведены лишь некоторые методики и результаты определения основных показателей физических и механических свойств грунтов.

3.2 Характеристики физических свойств грунтов

Показатели физических свойств скальных и нескальных грунтов между собой довольно значительно различаются. Физические характеристики подразделяются на основные, производные и классификационные. Основными являются характеристики, определяемые на основе

лабораторных исследований. Остальные физические характеристики являются расчетными.

3.2.1 Основные физические характеристики грунтов

Экспериментально определяют три основные характеристики грунтов: плотность грунта, плотность частиц грунта и влажность (см. табл. 3.8).

Согласно схеме на рисунке 3.1 образец грунта условно разделен на части: первая часть занята твердыми (минеральными) частицами, объемом (V_s), а вторая – порами, объемом (V_n). Пространство, которое занято порами также можно условно разделить на две части, одна из которых занята водой, а другая – воздухом. Тогда масса твердых частиц грунта будет G_s , а масса воды – G_w (при этих расчетах масса воздуха не учитывается, т. к. не оказывает влияния на результаты расчетов).

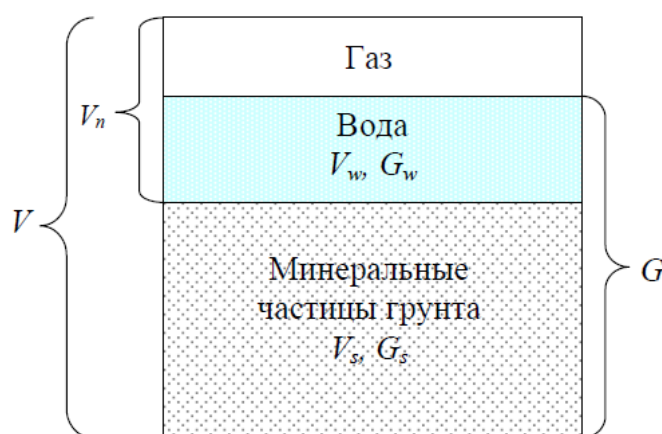


Рисунок 3.1 – Модель грунта: V – объем образца грунта; V_s – объем минеральных частиц грунта в объеме V ; V_n – объем пор в объеме V ; V_w – объем воды в порах; G – масса образца грунта; G_s – масса частиц грунта (скелета); G_w – масса содержащейся в порах воды

Плотность грунта (ρ) – отношение массы грунта (включая массу воды в его порах) к занимаемому этим грунтом объему:

$$\rho = \frac{G_s + G_w}{V_s + V_n} = G / V. \quad (3.1)$$

Плотность грунта измеряется в г/см³ или т/м³. Величина плотности грунтов колеблется в широких пределах: от 1,2—1,3 до 3,5 г/см³ и зависит от минерального состава, пористости, влажности и других показателей.

В лабораторных условиях плотность грунтов определяют: методом режущего кольца, задавливаемого в грунт и путем взвешивания парафинированных образцов грунта в воде и в воздушной среде. Плотность крупнообломочных грунтов можно установить в полевых условиях с помощью проходки небольшого шурфа (вертикальной горной выработки глубиной до 0,5 м). Взвесив извлеченный из шурфа грунт и разделив его на объем шурфа, получают значение плотности крупнообломочного грунта.

Плотность частиц грунта (ρ_s) — отношение массы твердых частиц грунта к их объему:

$$\rho_s = \frac{G_s}{V_s} . \quad (3.2)$$

Плотность частиц зависит только от их минералогического состава. Для скальных грунтов она обычно изменяется в пределах от 2,4 до 3,3 г/см³, для нескальных грунтов – 2,4-2,8 г/см³.

Плотность твердых частиц грунта находят с помощью пикнометра.

Влажность грунта (w) – отношение массы воды, содержащейся в грунте, к массе сухого грунта:

$$w = \frac{G - G_s}{G_s} = \frac{G_w}{G_s} . \quad (3.3)$$

Влажность грунта принимается в долях единицы.

В лабораторных условиях влажность определяют путем высушивания грунта в сушильном шкафу при $t=105^\circ\text{C}$ в течение 3-5 часов до постоянной массы (абсолютно-сухого состояния), а в полевых – электрометрическим и радиоактивным методами.

3.2.2 Производные физические характеристики грунтов

Зная величины плотность грунта, плотность частиц грунта и влажность, можно вычислить ряд характеристик грунта (см. табл. 3.8). Ниже рассмотрим некоторые из них.

Плотность сухого грунта (ρ_d) часто называют *плотность скелета грунта*– отношение массы сухого грунта (частиц грунта) к объему всего грунта и рассчитывается по формуле:

$$\rho_d = \frac{G_s}{V_s + V_n} = \frac{G_s}{V} , \quad (3.4)$$

или

$$\rho_d = \rho / (1 + w) . \quad (3.5)$$

Измеряется в г/см³ или т/м³. В строительной практике используется для оценки уплотнения грунта. Ориентировочно глинистый грунт считается достаточно уплотненным при $\rho_d=1,55-1,6$ г/см³, а песчаный – при $\rho_d=1,65$ г/см³.

Пористость грунта (n) – отношение объема пор к объему всего грунта, можно найти по формуле:

$$n = \frac{V_n}{V_n + V_s} . \quad (3.6)$$

Относительное содержание *твердых частиц в единице объема грунта* обозначают через m и находят отношение объема твердых частиц в целом:

$$m = \frac{V_s}{V_s + V_n} , \quad (3.7)$$

тогда:

$$n + m = 1 , \quad (3.8)$$

$$n = 1 - m . \quad (3.9)$$

Величины m и n обычно выражаются в долях единицы, иногда в процентах. В большинстве случаев пористость нескальных грунтов колеблется от 0.3 до 0.5, но для лессовых и илистых грунтов может достигать значительно более высоких значений.

Используя формулу (3.2, 3.4), легко получить:

$$m = \rho_d / \rho_s , \quad (3.10)$$

а учитывая формулу (3.8), получаем:

$$n = 1 - \rho_d / \rho_s . \quad (3.11)$$

В расчетах часто применяется *коэффициент пористости грунта* (e) – отношение объема пор к объему твердых частиц (скелета) грунта. Согласно определению он равен:

$$e = \frac{V_n}{V_s} . \quad (3.12)$$

Используя формулы (3.6 и 3.7), получаем:

$$e = \frac{n}{m} = \frac{n}{1-n} . \quad (3.13)$$

Учитывая формулу (3.10, 3.11), можно записать:

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 . \quad (3.14)$$

Тогда, подставив в (3.14) значение плотности сухого грунта из формулы (3.5), получаем:

$$e = \frac{\rho_s(1+w)}{\rho} - 1 . \quad (3.15)$$

Коэффициент пористости является одной из важнейших характеристик и непосредственно используется в расчетах. Для песчаных грунтов коэффициент пористости с достаточной точностью характеризует плотность сложения (плотность взаимной упаковки частиц) и используется как классификационный показатель.

Вследствие неоднородности любого рассматриваемого слоя грунта и ошибок при измерениях во время экспериментального определения величины находят многократно, а полученные результаты обрабатывают методами математической статистики.

Так как пористость и влажность грунта связаны между собой, введем еще одно понятие влажности, которая соответствует полному водонасыщению грунта и называется полная влагоемкость.

Полная влагоемкость (w_{max}) представляет собой такую влажность, когда все поры грунта заполнены водой:

$$w_{max} = e\rho_w/\rho_s. \quad (3.16)$$

Состояние грунтов по водонасыщенности устанавливается в зависимости от коэффициента водонасыщенности (степень влажности), которая равна отношению естественной влажности грунта к влажности, соответствующей полному заполнению пор водой, т.е. к полной влагоемкости и характеризует степень заполнения пор водой:

$$S_r = \frac{w}{w_{max}}. \quad (3.17)$$

Используя формулу (3.16) получаем:

$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w}, \quad (3.18)$$

где ρ_w – плотность воды, которая равна 1 г/см³.

Коэффициент водонасыщенности измеряется в долях единиц и изменяется от 0 (абсолютно сухой грунт) до 1 (полное заполнение пор водой).

В зависимости от коэффициента водонасыщенности различают следующие разновидности крупнообломочных грунтов: маловлажные ($0 < S_r \leq 0,5$); влажные ($0,5 < S_r \leq 0,8$); насыщенные водой ($0,8 < S_r \leq 1,0$).

При расчетах нагрузок на сооружения и напряжении от действия собственного веса необходимо использовать следующие характеристики:

Удельный вес грунта (измеряется в Н/см³ или кН/м³):

$$\gamma = \rho g, \quad (3.19)$$

где $g = 9,81 \approx 10$ м/с² – ускорение свободного падения.

Удельный вес грунта зависит прежде всего от соотношения объемов, занятых твердыми частицами и порами. Для наиболее распространенных нескальных грунтов он составляет 13 - 22 кН/м³, для скальных – 18-30 кН/м³.

Удельный вес частиц грунта (Н/см³ или кН/м³):

$$\gamma_s = \rho_s g. \quad (3.20)$$

Удельный вес сухого (скелета) грунта (Н/см^3 или кН/м^3):

$$\gamma_d = \rho_d g. \quad (3.21)$$

3.2.3 Классификационные физические характеристики

Согласно ДСТУ Б В.2.1-2-1996 классификационными характеристиками для крупнообломочных грунтов и песков является гранулометрический состав и степень его неоднородности, а для разновидностей этих грунтов классификационными показателями являются еще и коэффициент водонасыщения и плотность сложения (характеризуется коэффициентом пористости). Для глинистых грунтов классификационными показателями являются число пластичности, показатель текучести и содержание песчаных частиц по массе. По этим характеристикам устанавливают название грунта.

Некоторые из классификационных показателей были приведены в разделе 2.1, поэтому ниже рассмотрены только те, которые еще не были освещены.

Гранулометрический (зерновой) состав грунта это важнейшая классификационная характеристика дисперсных грунтов, отражающая количественное содержание частиц различного размера, выраженное в процентах по соотношению к их массе.

Для определения гранулометрического состава дисперсных грунтов выполняется гранулометрический анализ.

Результаты гранулометрического анализа представляют в виде таблиц, в которых указываются процентные содержания различных фракций в грунте. Пример формы записи результатов гранулометрического состава приведен в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Пример результата гранулометрического анализа песчаного грунта

Показатель	Диаметр отверстия сита, мм				
	2	0,5	0,25	0,1	поддон
	Размер фракций, мм				
	>2	2-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1
Масса фракций, г	10,5	22,6	32,8	30,9	3,2
Содержание фракций, %	10,5	22,5	32,8	30,9	3,2

Распространенным способом графического изображения состава грунтов являются интегральные кривые однородности, построенные в полулогарифмическом масштабе (рис. 3.2).

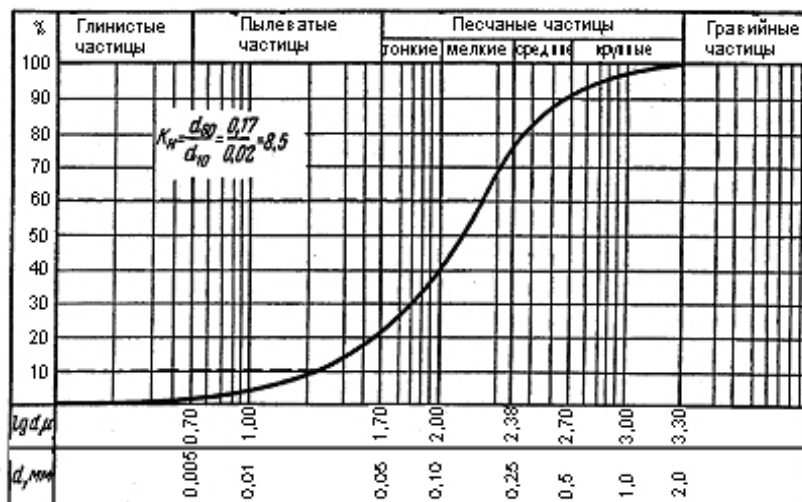


Рисунок 3.2 – График неоднородности грунта с кривой зернового состава

Характер кривых показывает степень однородности частиц, образующих породу. Например, если кривая крутая, то порода однородная, если кривая пологая, то порода неоднородная.

Для численной оценки неоднородности крупнообломочных грунтов и песков определяют *степень неоднородности гранулометрического состава* (C_U):

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \quad (3.22)$$

где d_{10} – действующий или эффективный диаметр частиц (мм); d_{60} – контрольный диаметр части (мм).

Под действующим или эффективным диаметром (d_{10}) обычно понимают такой диаметр частиц, меньше которого в породе содержится 10 % от всех частиц. Этот диаметр определяют по интегральной кривой гранулометрического состава грунта (рис.3.2). Эта условная величина предложена с целью приравнять водопроницаемость неоднородной по составу породы к водопроницаемости некоторой однородной породы.

Контрольным диаметром частиц (d_{60}) называют такой, меньше которого в данном грунте содержится 60 % частиц. Этот диаметр определяют также по интегральной кривой гранулометрического состава. При коэффициенте неоднородности песчаных пород более 3, а глинистых пород больше 5 они считаются неоднородными.

Для характеристики песчаных грунтов используется показатель, который называется *степень плотности* (J_D):

$$J_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}, \quad (3.23)$$

где e – коэффициент пористости в естественном состоянии; e_{max} – коэффициент пористости в максимально разрыхленном состоянии; e_{min} – коэффициент пористости в максимальном уплотнении.

Таблица 3.4 – Классификация песчаных грунтов по степени плотности

Разновидность песков	Степень плотности (J_D)
Слабоуплотнённый	0 – 0,33
Среднеуплотнённый	0,33 – 0,66
Сильноуплотнённый	0,66 – 1

Свойство глинистых грунтов существенно изменяются в зависимости от их влажности. Сильно увлажненный глинистый грунт обладает способностью растекаться, при подсушивании он переходит в пластичное состояние, а при дальнейшем уменьшении влажности – в твердое. Поэтому по консистенции различают три состояния глинистого грунта: твердое, пластичное и текучее. Границами между этими состояниями являются характерные значения влажности, называемые границей раскатывания (нижний предел пластичности) и границей текучести (верхний предел пластичности).

Нижний предел пластичности (граница раскатывания w_p) называется такая влажность, при которой глинистый грунт переходит из пластичного в твердое состояние.

Верхний предел пластичности (предел текучести w_L) называется такая влажность, при которой глинистый грунт переходит при увлажнении из пластичного в текучее состояние.

Разность между верхним и нижним пределом грунта называется *числом пластичности* (J_p):

$$J_p = w_L - w_p . \quad (3.24)$$

Чем больше в грунте относительное содержание глинистых частиц, тем больше оказывается величина J_p . Пески не пластичны и имеют показатель пластичности (J_p) менее 0,01.

Согласно ДСТУ Б В.2.1-2-1996 по числу пластичности определяют разновидность глинистого грунта (табл. 3.5):

Таблица 3.5 – Классификация глинистых грунтов по числу пластичности

Разновидность глинистого грунта	Число пластичности (I_p)
Супесь	1 – 7
Суглинок	7 – 17
Глина	> 17

Таблица 3.6 – Классификация глинистых грунтов по числу пластичности и гранулометрическому составу

Разновидность глинистого грунта	Число пластичности (I_p)	Содержание песчаных частиц (2-0,5 мм), % по массе
Супесь: песчаная пылеватая	1 – 7	≥ 50 < 50
Суглинок: легкий песчаный легкий пылеватый тяжелый песчаный тяжелый пылеватый	7 – 12 7 – 12 12 – 17 12 – 17	≥ 40 < 40 ≥ 40 < 40
Глина: легкая песчаная легкая пылеватая тяжелая	17 – 27 17 – 27 > 27	≥ 40 < 40 не регламентируется

Сравнение естественной влажности глинистого грунта с влажностью на границе текучести и границе раскатывания позволяет установить его состояние по консистенции. Для этого используют показатель текучести (J_L), являющийся важной классификационной характеристикой глинистых грунтов (табл. 3.7):

$$J_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} . \quad (3.25)$$

Таблица 3.7 – Классификация глинистых грунтов по показателю текучести

Разновидность грунтов	Показатель текучести (J_L)
Супесь: твердая пластичная текучая	< 0 0 – 1 > 1
Суглинки и глины: твердые полутвердые тугопластичные мягкопластичные текучепластичные текучие	< 0 0 – 0,25 0,25 – 0,50 0,50 – 0,75 0,75 – 1 > 1

Показатель текучести глинистых грунтов можно определить по результатам зондирования или пенетрации (по погружению конуса в грунт).

В строительной практике для более детального описания состава твердой фазы грунта используются и другие характеристики. По принятой терминологии они выражают засоленность, набухание, льдистость, содержание органического вещества и будут рассматриваться в последующих главах учебника по мере необходимости.

Таблица 3.8 – Взаимосвязь между показателями физических свойств грунтов

Характеристика, размерность	Определение характеристики	Обозначение, формула
1	2	3
Плотность грунта, г/см^3 , т/м^3	Отношение массы грунта (включая массу воды в его порах) к занимаемому этим грунтом объему	$\rho = G / V$
Плотность частиц грунта, кг/м^3 , т/м^3	Отношение массы сухого грунта к объему его твердой части	$\rho_s = \frac{G_s}{V_s}$
Влажность	Отношение массы воды, содержащейся в грунте, к массе сухого грунта	$w = \frac{G_w}{G_s}$
Плотность сухого грунта, г/см^3 , т/м^3	Отношение массы сухого грунта к объему всего грунта	$\rho_d = \frac{G_s}{V} = \rho / (1 + w)$
Пористость	Отношение объема пор к объему всего грунта, включая поры	$n = 1 - \rho_d / \rho_s$
Коэффициент пористости	Отношение объема пор к объему твердой части скелета грунта	$e = \frac{\rho_s(1 + w)}{\rho} - 1$
Коэффициент водонасыщенности (степень влажности)	Отношение объема воды к объему пор грунта	$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w}$
Полная влагоемкость	Влажность грунта, соответствующая полному заполнению пор водой	$w_{max} = e\rho_w / \rho_s$
Граница текучести	Влажность, при которой связный грунт переходит из пластичного состояния в текучее и наоборот	w_L
Граница пластичности	Влажность, при которой связный грунт переходит из твердого состояния в пластичное и наоборот	w_p

Продолжение таблицы 3.8

1	2	3
Число пластичности	Разность влажностей на границах текучести и пластичности	$J_P = w_L - w_P$
Показатель текучести	Консистенция пылевато-глинистых грунтов	$J_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P}$
Коэффициент пористости	Отношение объема пор к объему твердых частиц	$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d$
Коэффициент (степень) размягчаемости в воде	Отношение временных сопротивлений одноосному сжатию в водонасыщенном и в воздушно-сухом состояниях	$k_{saf} = R_c / R_s$
Эффективные диаметры	Диаметр, меньше которого содержится в грунте (по массе) соответственно 60 или 10 % частиц	d_{60}, d_{10}
Степень неоднородности	Отношение эффективных диаметров	$c_u = d_{60} / d_{10}$
Коэффициент выветрелости крупнообломочных грунтов	K_I – отношение массы частиц размером менее 2 мм к массе частиц размером более 2 мм после испытания на истирание K_0 – то же в природном состоянии.	$K_{fr} = \frac{K_1 - K_0}{K_1}$

ГЛАВА 4

ИЗМЕНЕНИЕ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ПОД ДЕЙСТВИЕМ ВНЕШНИХ ФАКТОРОВ

4.1 Основные виды техногенного воздействия на грунты

Горные породы в природных условиях непрерывно изменяются под воздействием многочисленных природных процессов. При этом происходят их разрушение, химическое преобразование, уплотнение и другие воздействия, в результате которых изменяются физико-механические свойства горных пород. Скорость такого изменения различна и зависит от интенсивности природных процессов.

Если горные породы используются в качестве грунтов, то дополнительно к природным внешним факторам воздействия добавляются техногенные факторы.

В связи с тем, что влияние геологических процессов на физико-механические свойства грунтов подробно изучается дисциплиной «Инженерная геология», в настоящей главе мы кратко рассмотрим вопрос об изменении свойств грунтов под влиянием внешних техногенных факторов.

Техногенные воздействия можно классифицировать по разным признакам. По масштабу воздействия на геологическую среду принято выделять глобальные, зональные, региональные и локальные категории. Ф. В. Котлов, рассматривая виды воздействия, с точки зрения инженерно-геологических процессов и обусловленных ими явлений, разработал классификацию, включающую 94 вида техногенных процессов и явлений. Основываясь на многочисленных классификациях процессов и факторов, А. А. Махорин выделил 11 основных видов техногенного воздействия на геологическую среду. Каждый вид характеризуется определенным сочетанием факторов, которые активизируют геологические процессы. К ним относятся: статические нагрузки, строительные выемки и карьеры, подземные полости, земляные сооружения, водохранилища, каналы, водозаборы, орошение земель, сброс и складирование промышленных вод и отходов, нарушение растительного покрова.

Основными действующими техногенными факторами являются: давление, колебания, изменение напряженного состояния и гидрогеологических условий, эрозия, промачивание грунтов, изменение состава подземных вод.

Изменение свойств грунтов является результатом протекающих в них процессов. Поэтому изучение и прогнозирование таких изменений должны проводиться с учетом главных действующих техногенных факторов. Классификация факторов должна быть основана на механизме

преобладающего процесса, вызванного данным фактором. В зависимости от характера процесса и его механизма происходят более или менее глубокие изменения состава и состояния грунтов, вследствие чего изменяются и его свойства. Наиболее чувствительны к техногенным воздействиям пылевато-глинистые грунты. В связи с этим далее приводится классификация факторов, под действием которых происходит техногенное изменение пылевато-глинистых грунтов (рис. 4.1).

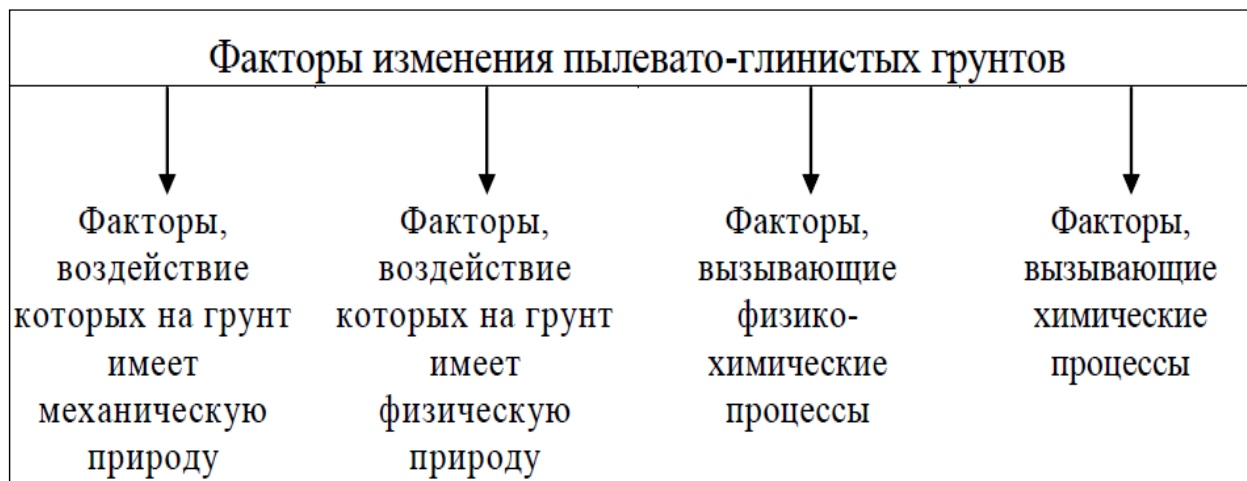


Рисунок 4.1 – Факторы изменения пылевато-глинистых грунтов

К первой группе относятся факторы, воздействие которых на грунт имеет механическую природу, например, изменение величины нагрузки. Эта группа может быть разделена на три подгруппы: статическое воздействие, динамическое воздействие и факторы, вызывающие дробление и перенос веществ. В результате действия этих факторов изменение состава грунта не происходит, изменяются его состояние (плотность) и структурная связность (при динамических нагрузках). Наряду с механическими процессами при этом могут протекать и некоторые химические процессы.

Ко второй группе относятся различные виды физического воздействия: тепловое, электрическое, магнитное, радиационное и др. Эти виды техногенных факторов наименее изучены. Основным из этой группы является тепловое воздействие, приводящее к изменению агрегатного состояния отдельных компонентов, некоторых свойств, в первую очередь вязкости поровых растворов. Техногенное воздействие может привести к изменению температуры в широких пределах: от -160°C (подземные хранилища сжиженных газов) до 1000°C и более (подземная газификация углей). В соответствии с температурным воздействием эта подгруппа может быть разделена, по крайней мере, на три типа:

- воздействие, сопровождающееся изменением агрегатного состояния системы вода-лед (относящееся к мерзлотоведению);
- высокотемпературное (более 5000°C) воздействие, приводящее к существенным изменениям химического состава твердой фазы и трансформации глинистых и других минералов;

- воздействие умеренно высоких температур (до 1500⁰С).

Последний вид воздействия распространен наиболее широко. Он вызывает значительные изменения состояния и свойств глинистых грунтов, в первую очередь, вследствие изменения влажности. Коллоидно-химические процессы, происходящие в глинистых грунтах под влиянием повышенных температур (смещение адсорбционного и адсорбционно-ионного равновесия), изучены недостаточно. К отдельному типу следует отнести температурное воздействие в интервале 1500-500⁰С.

Техногенные электрические поля оказывают значительное влияние на геосистемы. Все более широкое распространение в грунтах приобретают блуждающие электрические токи, которые становятся одним из важных факторов техногенного загрязнения геологической среды. Их влияние на глинистые грунты проявляется в значительном повышении коррозионной активности по отношению к металлическим конструкциям.

К третьей группе относятся факторы, вызывающие в грунте преимущественно физико-химические процессы, обусловленные в первую очередь изменением состава порового раствора. Эти изменения приводят к смещению адсорбционно-ионных равновесий. Определяющая роль при этом принадлежит монтмориллонитовым минералам с высокой емкостью поглощения катионов. Высокая гидрофильность этих минералов, зависимость ее от состава поглощенного комплекса и состава равновесного раствора, вызывают значительную чувствительность таких глин к состоянию адсорбционно-ионного равновесия. Физико-химические процессы в грунтах возникают при действии на них разбавленных растворов электролитов, не содержащих веществ, агрессивных по отношению к твердой фазе грунта.

Факторы третьей группы можно разделить на две подгруппы:

- приводящие к повышению гидрофильности грунта;
- приводящие к снижению гидрофильности грунта.

Первые из них вызывают набухание грунта, его разуплотнение, повышение влажности и ухудшение строительных свойств. Вторые приводят к усадке, появлению микротрещин, повышению макропористости, проницаемости. К первой подгруппе относятся также органические поверхностно-активные вещества (ПАВ), которые обладают способностью адсорбироваться на поверхности глинистых частиц, образуя ориентированные гидрофильные пленки. Особенности влияния их на прочностные и деформационные свойства глин изучены еще мало.

К четвертой группе принадлежат факторы, вызывающие химические преобразования твердой фазы грунта (его скелета). Действия таких веществ на грунт приводят к химическим преобразованиям минералов. К этой группе следует отнести и факторы, вызывающие биохимические преобразования твердой фазы грунта. Наряду с агрессивными веществами к этой группе нужно отнести и некоторые виды интенсивного физического воздействия,

например, высокотемпературное, приводящее к глубокому изменению твердой фазы грунта.

Агрессивные агенты довольно разнообразны. Промстоки каждого промышленного производства, особенно химического профиля, содержат специфический набор таких веществ. Классификация последних должна быть основана на характере их взаимодействия с грунтом. Все они разделяются на две подгруппы:

- вещества, разрушающие грунт;
- вещества, закрепляющие грунт.

Первые могут быть классифицированы (по характеру химического воздействия на грунт) на ряд типов: кислоты, щелочи, окислители, восстановители, прочие агрессивные агенты (фториды и др.). Все эти вещества и процессы могут приводить к разрушению цемента или вызывать трансформацию части грунта.

4.2 Изменение свойств грунтов под воздействием статических нагрузок

Городская застройка занимает значительную часть территории, на которой вес зданий и сооружений оказывает уплотняющее воздействие на подстилающие грунты. На протяжении десятилетий в районах новостроек и столетий в районах старой застройки городов характер строений и их вес непрерывно изменяются: возрастает с ростом этажности зданий, или уменьшается в случаях сноса зданий, разрушения во время войн, пожаров или аварий. Таким образом, воздействия статических нагрузок на городских территориях могут не только постепенно возрастать, но и неоднократно исчезать. Эти события не проходят бесследно для подстилающих грунтов, которые в результате неоднократных циклов нагрузки и разгрузки испытывают уплотнение и разуплотнение.

Изменение состояния и физико-механических свойств грунтов в зоне влияния статических нагрузок имеет большое практическое значение, поэтому заслуживает особого внимания и представляет интерес для градостроительства.

Породы, которые находятся в зоне городской застройки, отличаются от так называемых целинных пород на свободных от застройки территориях более плотным сложением, поскольку они прошли дополнительную стадию антропогенного воздействия. В результате ряда циклов нагрузок и разгрузок от веса городской застройки, которая со временем неоднократно обновлялась и сменялась, породы, залегающие в зоне влияния зданий и сооружений, уплотнились, стали прочнее, повысили свою сопротивляемость сжатию и сдвигу. Это подтверждается теорией механики грунтов, лабораторными исследованиями и практикой строительства.

Неоднократное чередование нагрузок и разгрузок, как свидетельствует изучение соотношений восстанавливающихся и остаточных деформаций сжатия, увеличивает сопротивляемость породы сжатию, способствует ее уплотнению за счет накопления остаточных деформаций, необратимого уменьшения пористости за счет перемещения скелетных частиц. Учет этих антропогенных изменений состояния пород позволил в городах, осуществлять надстройку многих зданий без усиления оснований и фундаментов.

В строительной практике городов в связи с надстройкой зданий допускается увеличение нагрузки на основания до 30-40 % от первоначальной в зависимости от состава и состояния грунтов оснований и надстраиваемого здания.

Наблюдения за осадками и деформациями зданий, надстроенных на один-два и даже три этажа, показывают экономическую целесообразность надстройки. В связи с проблемой увеличения плотности застройки и повышения этажности зданий надстройка дополнительных этажей над крепкими и хорошо сохранившимися домами приобретает большое градостроительное значение, особенно при реконструкции старых, давно сложившихся районов города.

Грунты естественных оснований под длительным действием статических нагрузок от веса городских зданий и сооружений изменяют свою структуру и некоторые физико-механические свойства. Эти антропогенные изменения грунтов происходят в следующих направлениях:

- увеличивается – плотность грунта, модуль деформации, угол внутреннего трения, удельное сцепление и др.;
- уменьшаются влажность, пористость, коэффициент пористости, показатель текучести и др.

Анализ изменения состояния и физико-механических свойств грунтов в зоне влияния статических нагрузок показывает следующее:

- Городская застройка весом своих зданий и сооружений оказывает уплотняющее воздействие на подстилающие грунты, что находит выражение в увеличении их плотности и уменьшении пористости.
- Отжим влаги под влиянием нагрузки от сооружения способствует снижению естественной влажности, но при этом следует учитывать антропогенные процессы, способствующие также и увеличению влажности грунтов под фундаментами за счет образования конденсата влаги, стока дождевых вод с кровли, скопления воды в плохо засыпанных пазухах котлованов траншей, утечки воды из проходящих трубопроводов и т.д.
- Учитывая уплотняющее воздействие на грунты городской застройки можно повышать этажность существующих зданий и производить надстройку дополнительных этажей без искусственного усиления оснований и фундаментов, увеличивая тем самым существующую

нагрузку на грунты в пределах до 30 %. Однако эта практическая рекомендация имеет следующие ограничения:

а) надстройке подлежат только неповрежденные, хорошо сохранившиеся здания без серьезных деформаций;

б) дополнительная нагрузка (до 30 % от первоначальной) в случае связных (глинистых) пород пластичной консистенции допускается примерно спустя 10 лет после постройки здания. Это обусловлено длительным характером уплотнения глинистых пород во времени, имеющих $I_L \geq 0$. В отношении несвязных пород, уплотнение которых происходит в основании еще в период строительства, и плотных глинистых пород твердой консистенции (при $I_L < 0$) эти ограничения можно не соблюдать.

В результате гравитационного сжатия грунтов происходит оседание земной поверхности и осадка зданий и инженерных сооружений.

Под действием весовых нагрузок под каждым зданием и сооружением формируется своя осадочная депрессия (воронка), которую следует представлять объемно, а не только как одномерное понижение поверхности.

Осадочная депрессия – это локальная малая мульда оседания, которая охватывает всю среду сжатия и оседания грунтов не только по простираанию, но и по глубине. Нижней ее границей служит граница зоны сжатия – зона гравитационного воздействия здания и сооружения на подстилающие грунты.

Глубина сжимаемой толщи зависит от величины весовой нагрузки, формы, размера и глубины заложения фундаментов и прочности пород основания. Размеры осадочной депрессии определяются размерами фундаментов; радиус ее обычно выходит за пределы наружного периметра здания и определяется характером эпюры напряжений в сжимаемой толще. Внешние границы осадочной депрессии в зависимости от характера грунтов основания, особенностей зданий и сооружений могут располагаться от их периметра на расстоянии 20-100 м и более. В местах плотной городской застройки одиночные осадочные депрессии смыкаются. Под городом в целом формируется огромная чаша деформации земной поверхности, состоящая из множества одиночных и совмещенных осадочных воронок разного диаметра и глубины. Длинная ось одиночных осадочных воронок колеблется от 20 до 200 м. Величина деформации земной поверхности под действием статических нагрузок изменяется от нескольких сантиметров до 1,0 м и зависит от степени сжимаемости пород, величины внешней нагрузки, формы и площади фундаментов.

Наблюдения за осадкой вновь выстроенных зданий показывают, что деформации грунтовых оснований под ними, в общем, небольшие и почти все укладываются в допускаемые пределы. Но при этом следует иметь в виду, что осадки зданий, построенных на глинистых грунтах, имеющих пластичную консистенцию, еще не закончились, тем более что и срок наблюдений небольшой.

Максимальные осадки наблюдаются для зданий, построенных на насыпных грунтах, для некоторых из них достигают 9,4-12,2 см.

4.3 Изменение свойств грунтов под воздействием динамических нагрузок

В городах широко распространены динамические воздействия на грунты. Источниками их являются: транспорт, фабрично-заводское оборудование и механизмы, ударные и вибрационные строительные машины и др. По мере роста города сфера динамических воздействий на грунты расширяется.

Грунты различного состава, структуры и физического состояния по-разному реагируют на динамические воздействия. Теоретически все типы грунтов и даже скальные грунты могут в какой-то мере изменяться при соответствующем режиме динамических воздействий. Вибрация, удары, толчки и другие колебательные воздействия широко проявляются в городских условиях и существенно влияют на грунтовые образования под фундаментами зданий и сооружений. Наиболее чувствительны к таким воздействиям:

а) раздельно-зернистые грунты (пески, гравий, галечники, щебень, валуны), находящиеся в недоуплотненном состоянии, т.е. имеющие степень плотности $D = 0,6$;

б) грунты, имеющие рыхлую, тиксотропную структуру (водонасыщенные рыхлые илы, сапропели, плавуны, разжиженные лессы и т.п.), структурные связи которых легко разрушаются при механических воздействиях;

в) скопления продуктов выветривания, оползневые и другие неустойчивые породы на склонах.

На раздельно-зернистые грунты динамические нагрузки действуют сильнее, чем статические, иногда пески даже при больших статических нагрузках почти не уплотняются, но в то же время дают существенную осадку при незначительных динамических воздействиях.

Связные грунты, сложенные минералами пластинчато-чешуйчатой формы, более чувствительны к статическим нагрузкам, особенно если достаточно увлажнены, но они мало реагируют на динамические воздействия в связи с наличием коллоидно-кристаллизационных связей между минеральными частицами.

Степень вибрационного уплотнения песчаных грунтов зависит от формы, размера, характера укладки минеральных зерен и состояния влажности, от частоты и силы пульсации. Максимальные уплотнения и осадки наблюдаются при частоте колебаний от 500 до 2500 в минуту (опасный интервал вибраций). С таким режимом вибрации работают турбогенераторы, паровые турбины и некоторые другие механизмы. Однако

нужно иметь в виду, что и при другом режиме динамических воздействий (даже при простых толчках или ударах), если они длительно действуют, могут возникать значительные осадки.

Упругие колебания минеральных частиц, возникающие при вибрации от городского транспорта (трамвай, грузовые автомашины), проникают на глубину порядка 70 м. Величина колебаний зависит от скорости движения транспорта, его нагрузки, типа колес или шин, характера дорожных покрытий.

Осадки земной поверхности, зданий и сооружений и их деформации, вызванные динамическими нагрузками, в городах почти совсем не изучены. Можно привести лишь отдельные примеры осадок и деформаций подобного рода. Так, например, имеются следующие данные об осадке и деформации здания (жилой дом), в основании которого залегают рыхлые пески мощностью 6-7 м, ниже – аллювиальные пески мощностью до 30 м. Под фундаментом здания на глубине 1,8-2,1 м коэффициент пористости песков составил $e > 0,70$. Под влиянием статических и динамических нагрузок коэффициент пористости песка уменьшился на 10-15 %, в результате чего произошла неравномерная осадка основания, а в стенах здания образовались трещины.

К динамическим воздействиям от городского транспорта восприимчивы дорожные насыпи, особенно при недостаточном их уплотнении. Ударные, вибрационные, весовые и прочие нагрузки, передающиеся от грузовых автомашин, трамваев, троллейбусов, тракторов и других движущихся механизмов на насыпные грунты, вызывают сложные перемещения минеральных частиц (вниз, в стороны, вверх). В результате этого в теле насыпи возникают полезные (равномерное уплотнение, стабилизация насыпи) и нежелательные (прогибы, расползание) явления.

Например, очень сильно была деформирована насыпная грунтовая дорога, расположенная на правобережной пойменной террасе Днепра в г. Киеве. Дорожная насыпь здесь имеет высоту 8 м, по верху ширину 6 м и довольно пологие откосы – около 25° . В составе насыпи преобладают мелкие пески. Пойма весной заливается, но дорога действует и в период паводка. Именно этим продиктована проектная высота насыпи. Для защиты от размыва, обращенных к реке откосов насыпи, они укреплены плетнями с каменным заполнением. Под действием динамических и весовых нагрузок от движущихся грузовых автомашин дорога сильно деформировалась. Ее продольный профиль стал волнистым, прогиб местами достигает 50-100 см. Наибольшие разрушения произошли там, где дорога пересекает пойменное болото. Здесь отмечено значительное проседание насыпи, расползание ее откосов. Как показало контрольное бурение, насыпные пески вдавлены в болотный ил на глубину до 6 м, в откосах насыпи образовались большие трещины и провальные полости. На устойчивость песчаной дорожной насыпи в данном случае отрицательное влияние оказывают паводковые

речные, болотные и старичные воды, смачивающие грунты основания и ее нижнюю часть, вследствие чего прочность ее основания снижается. Дорога была запроектирована и выполнена без надлежащих требований к существующим инженерно-геологическим условиям, изменяющимся динамическим и статическим нагрузкам без учета напряженного состояния грунтов внутри насыпи, что противоречит предъявляемым требованиям к таким сооружениям.

4.4 Изменение свойств грунтов под влиянием подземного строительства

С древних времен проводились работы под землей для различных хозяйственных нужд (добыча полезных ископаемых, извлечение строительных материалов, строительство подземных укрытий, складов и т. д.). С развитием цивилизации масштаб подземных разработок грунтов резко увеличился, появились тоннели метрополитенов, протяженные железнодорожные тоннели, системы горных выработок (шахты, карьеры и т. д.) прорезали массивы горных пород.

Одновременно со строительством подземных сооружений развиваются процессы, воздействующие на существующие поверхностные слои грунта. В результате этого формируется специфический комплекс инженерно-геологических процессов и явлений, в который входят: искусственное понижение уровня грунтовых вод, прорыв подземных вод, прорыв плывунов, сыпучее течение сухих песков, развитие трещиноватости, пучение глин, отжатие и вывалы грунтов, обрушение грунтов, суффозия и др. Все эти процессы и явления почти всегда сопровождаются с движением грунтов в массиве в сторону подземных выработок и образованием поверхностей оседания, а иногда и провальных воронок.

4.5 Изменение свойств грунтов в связи с их обводнением

Одним из отрицательных факторов, связанных с хозяйственной деятельностью человека и существенно влияющих на свойства грунтов, является их замачивание. Интенсивная застройка территорий (еще недавно с ненарушенным природным рельефом), неурегулированный поверхностный сток, утечки воды из различного вида коммуникаций, нарушение динамики движения подземных вод свайными полями приводят к резкому повышению уровня подземных вод и, как результат, к обводнению грунтов и их деградации. Выражается это в изменении состава, структуры и физико-механических свойств грунтов в худшую сторону.

В таблице 4.1 приведены показатели физико-механических свойств суглинков на одной из подтопленных площадок до начала строительства и через 20 лет (после подтопления).

Данные таблицы 4.1 свидетельствуют о значительном изменении физико-механических показателей грунтов в результате обводнения.

Таблица 4.1 – Изменение основных физико-механических показателей суглинков (по данным 63 определений)

Наименование грунта	Природная влажность	Число пластичности	Плотность, т/м ³	Модуль деформации, МПа	Удельное сцепление, МПа	Угол внутреннего трения, град.
До начала строительства	0,16±0,03	0,12±0,01	1,62±0,04	4,1±3,1	0,41±0,04	26,2±3,1
После подтопления	0,25±0,02	0,15±0,02	1,76±0,03	3,6±1,8	0,24±0,03	24,7±2,6

При обводнении на застроенных территориях начинают проявляться просадочные свойства лессовых и набухание глинистых грунтов; повышается их коррозионная активность; происходит размокание и проявляются негативные свойства, которыми раньше данные грунты не обладали.

В процессе изысканий и проектирования важно дать прогноз изменения физико-механических свойств грунтов и их поведения в тех или иных условиях эксплуатации. Качество прогноза всегда зависит от исходных данных, поэтому изучению свойств грунтов при инженерно-геологических изысканиях инженер-строитель должен уделять особое внимание.

4.6 Изменение свойств грунтов под воздействием технической мелиорации

Техническая мелиорация – это совокупность мероприятий, направленных на улучшение физико-механических свойств грунтов.

При строительстве на слабых просадочных грунтах до начала возведения сооружений применяют предварительное замачивание с целью снижения деформаций грунтов под нагрузкой в будущем. Однако, снижая просадочные свойства грунтов, мы увлажняем грунтовое основание, уменьшая его прочностные характеристики в сравнении с естественными, природными.

Действие динамических нагрузок в просадочных грунтах вызывает их доуплотнение, но степень последнего зависит от физико-механических свойств грунтов, величины предварительной нагрузки в слое грунта по глубине, амплитуды сейсмических или динамических колебаний. При этом

надо учитывать, что при определенных условиях действие динамической нагрузки снижает прочностные характеристики грунта. Так, в условиях строительства слои мелких водонасыщенных песков при незначительном сотрясении деформируются, но по мере удаления от источника сотрясения эти деформации слоев уменьшаются.

Проводя химическое закрепление грунтов, мы стремимся улучшить их физико-механические свойства. Выполнять эти работы рекомендуется до начала строительства основных сооружений. Если же проводить химическое закрепление грунтов методом силикатизации в условиях возведения сооружения, то замачивание грунтов растворами до начала (схватывания) упрочнения грунта может вызвать дополнительные осадки.

Таким образом, при техногенном воздействии на грунты, случайном или целенаправленном, как правило, могут одновременно действовать несколько факторов как положительных, так и отрицательных. Поэтому при принятии решений о применении тех или иных методов воздействия на грунты с целью их улучшения, необходимо проводить тщательный анализ влияния на грунтовые основания всех возможных факторов воздействия с целью получения ожидаемого результата в поведении грунтов при сохранении устойчивости основания.

РАЗДЕЛ 2

МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

ГЛАВА 5

ОСНОВНЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОКАЗАТЕЛЕЙ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

5.1 Общие положения

Для расчетов деформаций, оценки прочности и устойчивости грунтовых массивов и оснований необходимо знать характеристики механических свойств грунтов. Под механическими свойствами грунтов следует понимать их поведение под действием внешней нагрузки или при изменении их физического состояния (например, высыхание). Механические свойства грунтов зависят от минерального и гранулометрического состава, физического состояния (плотности, влажности, температуры) и структурных особенностей.

В естественных природных условиях на грунт оказывает воздействие напряжение от собственного веса. Возникающие при этом деформации, как правило, завершаются в процессе образования и диагенеза грунта. Если же грунт находится в массиве основания, то под действием веса сооружения возникают напряжения, которые приводят к дополнительной деформации грунта. Деформации грунтов под нагрузкой сопровождаются сложными процессами: сжатием твердых частиц, сжатием воды и воздуха, находящихся в порах грунта, разрушением связей между частицами и их взаимным смещением, изменением толщины пленок воды и отжатием свободной воды из пор грунта.

В результате многочисленных опытов была установлена определенная стадийность деформирования оснований, причем на каждой стадии в грунте происходят деформации определенного вида, сказывающиеся на характере зависимости осадки от нагрузки или давления по подошве фундамента $p = F / A$. Выделяются следующие стадии (рис. 5.1): I – уплотнения; II – сдвигов; III – разрушения.

В первой стадии деформации малы. Перемещения частиц грунта направлены преимущественно по вертикали и под подошвой формируется область (ядро) уплотненного грунта. Зависимость $S = f(p)$ на этом участке близка к линейной.

Во второй стадии характер деформирования меняется: из-под краев

фундамента происходит отжатие грунта и формируются области, в которых прочность грунта исчерпана – области сдвига. По мере их развития приращения осадок все более опережают приращения давлений, что отражается в существенной нелинейности зависимости $S = f(p)$.

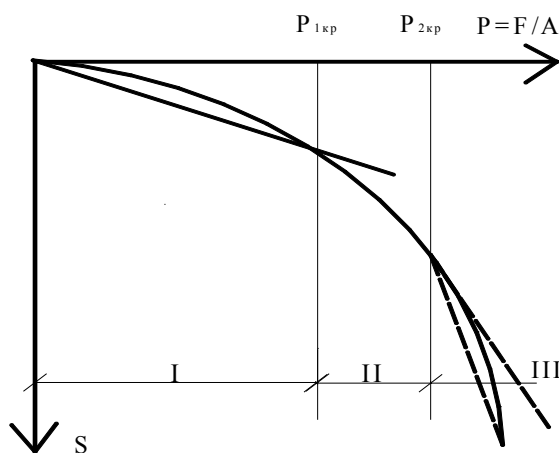


Рисунок 5.1 – Стадии деформирования оснований: I – уплотнения; II – сдвига; III – разрушения

Выход областей сдвига на поверхность грунта приводит к наступлению III стадии – разрушению основания с провальной осадкой.

График на рисунке 5.1 показывает необходимость теоретического определения давлений (нагрузок), вызывающих переход основания из одной стадии деформирования в другую.

Основные закономерности механики грунтов, свойства которые они описывают и характеризующие механические свойства показатели сведены в таблице 5.1.

Таблица 5.1– Основные закономерности механики грунтов

Свойства	Закон	Показатели	Примечание
Деформационные свойства	Закон уплотнения	m_0 - коэффициент сжимаемости; m_v - коэффициент относительной сжимаемости, E_o - модуль общей деформации	При расчёте оснований по второй группе предельных состояний или по деформациям
Прочностные свойства	Закон Кулона	Φ - угол внутреннего трения, c - удельное сцепление	При расчёте устойчивости основания, 1-я группа предельных состояний
Водопроницаемость	Закон Дарси	k_f - коэффициент фильтрации, c_v - коэффициент консолидации	Расчёт осадок основания во времени, другие фильтрационные расчеты

5.2 Деформационные свойства. Закон уплотнения

Грунт состоит из трех компонентов: твердых частиц, воздуха (газа) и воды. Значит, при его сжатии должны уменьшаться объемы всех составляющих. В то же время объемные деформации твердых частиц, состоящих из таких материалов, как кварц и полевой шпат и др., ничтожно малы и не учитываются. Следовательно, можно считать, что изменение объема грунта при сжатии происходит только из-за изменения объема пор.

Способность грунта уменьшаться в объеме под воздействием уплотняющих нагрузок называют сжимаемостью, осадкой или деформацией.

Разделяют упругие и пластические деформации. Упругие деформации возникают в результате нагрузок, не превышающих структурную прочность грунтов, т.е. не разрушающих структурные связи между частицами и характеризуются способностью грунта возвращаться в исходное состояние после снятия нагрузок. Пластические деформации разрушают скелет грунта, нарушая связи и перемещая частицы относительно друг друга. При этом объемные пластические деформации уплотняют грунт за счет изменения объема внутренних пор, а сдвиговые пластические деформации – за счет изменения его первоначальной формы и вплоть до разрушения.

5.2.1 Компрессионная зависимость

Определение основных показателей сжимаемости грунтов производится путем их уплотнения под нагрузкой без возможности бокового расширения в условиях одномерной задачи. При такой нагрузке деформации могут развиваться только в одном направлении. Испытания грунтов проводят в компрессионном приборе (рис. 5.2). Основной его частью является цилиндрическая обойма с жесткими стенками. Днище снабжено отверстиями и полостью для отвода воды из водонасыщенного образца. Нагрузка на помещенный в обойму грунт прикладывается через верхний перфорированный диск-поршень. Для замера перемещений на него устанавливается индикатор часового типа.

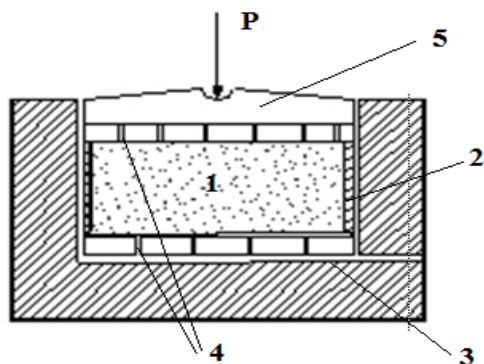


Рисунок 5.2 – Схема одометра компрессионного прибора:

- 1 – образец грунта;
- 2 – металлическое кольцо;
- 3 – днище;
- 4 – тонкие отверстия;
- 5 – штамп

Рассмотрим, как изменяется пористость грунта при его уплотнении в компрессионном приборе. Образец грунта 1, помещенный в металлическое

кольцо 2, устанавливается на днище 3. Сверху на образец через штамп 5 с помощью нагрузочного устройства отдельными ступенями передается сила P , которая вызывает в образце сжимающее напряжение (σ):

$$\sigma = \frac{P}{A}, \quad (5.1)$$

где A – площадь поперечного сечения образца.

Вследствие давления P на образец его высота уменьшается и происходит уплотнения грунта (уменьшение его пористости). При увеличении давления образец получит дополнительное доуплотнение из-за изменения объема пор.

Поскольку образец грунта в кольце не может иметь бокового расширения, изменение его пористости Δn под давлением P , распределенным по площади A , найдем из выражения:

$$\Delta n_i = \frac{s_i A}{h A} = \frac{s_i}{h}, \quad (5.2)$$

где s_i – осадка от давления p_i .

Действующее напряжение не может ощутимо изменить объем минеральных частиц, следовательно, объем твердых частиц в образце грунта до и после деформации остается неизменным. При этом объем твердых частиц в единице объема образца грунта составляет:

$$m = 1 / (1 + e_0), \quad (5.3)$$

где e_0 – начальный коэффициент пористости грунта.

Делением левой и правой частей выражений (5.2) на выражение (5.3) получим изменение коэффициента пористости образца грунта Δe_i под давлением p :

$$\Delta e_i = (1 + e_0) s_i / h. \quad (5.4)$$

Исключаем величину Δe_i из начального значения коэффициента пористости e_0 , найдем e_i – коэффициент пористости грунта при давлении p_i :

$$e_i = e_0 - \frac{s_i(1+e_0)}{h}. \quad (5.5)$$

По значениям e_i для различных давлений p_i можно построить график зависимости $e_i - p_i$ (ветвь сжатия) (рис. 5.3).

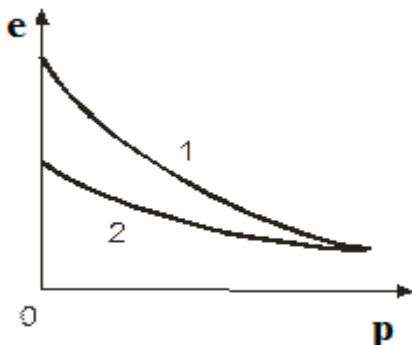


Рисунок 5.3 – Компрессионная кривая:

- 1 – ветвь сжатия (уплотнения),
- 2 – ветвь набухания (набухания)

При уменьшении давления ступенями и разгрузке образца грунта наблюдается обратный процесс – увеличение объема (набухание). Зная величину перемещения по формуле (5.5), можно построить ветвь набухания (рис. 5.3).

График зависимости коэффициента пористости от давления $e = f(p)$ называют компрессионной кривой, так как она характеризует сжимаемость грунта. Для грунтов нарушенного состояния она обычно имеет вид плавной постепенно выполаживающейся кривой (рис.5.3).

Расположение ветви набухания ниже ветви сжатия свидетельствует о том, что грунт обладает остаточной деформацией. При разгрузке образца проявляются упругие деформации грунта и деформации упругого последействия. После снятия всей нагрузки образец грунта не может занять первоначальный объем вследствие происшедших при его уплотнении взаимных смещений частиц, их разрушений и установлении новых связей при более плотном состоянии грунта.

5.2.2 Структурная прочность грунта

Во многих случаях пылевато-глинистые грунты ненарушенной структуры обладают структурной прочностью (p_{str}), обусловленной связями между частицами и придающей скелету грунта способность выдерживать некоторую нагрузку до начала разрушения его каркаса. При давлении $p < p_{str}$ процесс уплотнения практически не развивается. Уплотнение грунта происходит лишь при разрушении водно-коллоидных и кристаллизационных связей, когда выполняются условия $p > p_{str}$. Компрессионная кривая для таких грунтов имеет вид, показанный на рисунку 5.4 а.

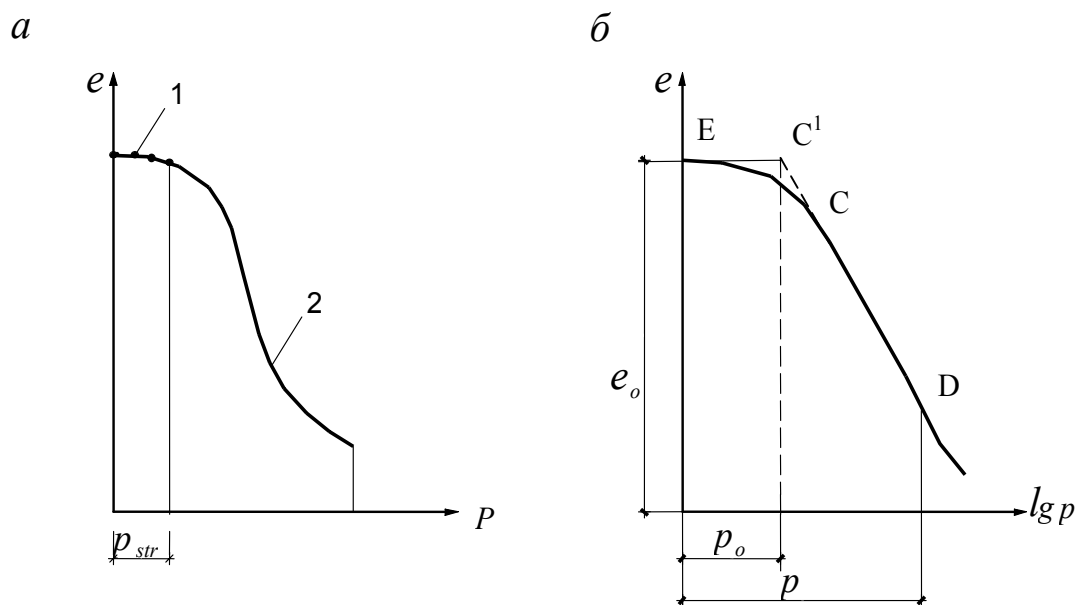


Рисунок 5.4 – Компрессионная кривая для грунта обладающего структурной прочностью: а – в простой системе координат; б – в полулогарифмической системе координат

На этой компрессионной кривой выделено два участка. Первый участок, более пологий, соответствует небольшому изменению коэффициента пористости при давлении, не превышающем структурной прочности грунта. Второй участок – это основной участок, который характеризует значительное изменение коэффициента пористости с ростом нагрузки, превысившей структурную прочность грунта.

Наиболее четко определить начало первичного сжатия грунта при $p > p_{str}$ можно при построении компрессионной кривой в полулогарифмической системе координат (рис. 5.4 б). В этом случае компрессионной кривой первичного сжатия при $p > p_{str}$ будет прямая CD . Продолжение этой прямой вверх до пересечения с горизонтальной линией EC^I , соответствующей значению начального коэффициента пористости e_0 , позволяет найти величину p_0 , которую можно рассматривать как значение структурной прочности грунта.

Структурная прочность различных типов грунтов изменяется в широких пределах: от 0,01 – 0,05 МПа для слабых водонасыщенных глинистых грунтов до 0,15 – 0,20 МПа для маловлажных лессовых грунтов.

Структурная прочность грунта можно определить по результатам изменения бокового давления при испытании его в приборе трехосного сжатия (по Е. И. Медкову) или при водонасыщенных грунтах по моменту возникновения давления в поровой воде (по Н. А. Цытовичу и М. Ю. Абелеву).

5.2.3 Закон уплотнения

Уплотнение грунта при увеличении нагрузки происходит по нелинейному закону. Однако в диапазоне уплотняющего давления 100-500 кПа криволинейный характер зависимости $e_i - p_i$ можно аппроксимировать прямой линией (линия А – В на рис. 5.5). При этом погрешность с учётом данного допущения не окажет существенного практического влияния на результаты расчета грунтовых оснований. Тогда уравнение этой прямой будет иметь вид:

$$e_i = e_0 - p_i \cdot \operatorname{tg} \alpha. \quad (5.6)$$

Величина $\operatorname{tg} \alpha$ характеризует сжимаемость грунта в пределах изменения давления от p_1 до p_2 , поэтому ее называют коэффициентом сжимаемости и обозначают – m_0 :

$$m_0 = \operatorname{tg} \alpha. \quad (5.7)$$

Согласно рисунку 5.6 коэффициент сжимаемости ($\operatorname{tg} \alpha$) равен:

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \quad \text{или} \quad e_1 - e_2 = m_0(p_2 - p_1). \quad (5.8)$$

Выражение (5.8) можно записать в приращениях:

$$\Delta e = -m_0 \Delta p. \quad (5.9)$$

При $\Delta p \rightarrow 0$ будем иметь:

$$m_0 = -\frac{de}{dp} . \quad (5.10)$$

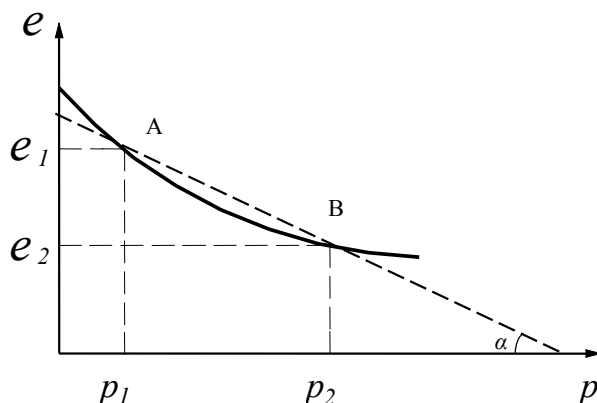


Рисунок 5.5 – Схема определения коэффициента сжимаемости

Знак минус связан с убыванием коэффициента пористости и ростом давления.

Это отношение имеет важное значение для расчета осадок оснований сооружений. Его часто называют законом компрессионного уплотнения грунтов: *при небольшом изменении сжимающих напряжений уменьшение коэффициента пористости грунта пропорционально увеличению сжимающего напряжения.*

При расчете осадок часто используется коэффициент относительной сжимаемости (m_v), который определяется по формуле:

$$m_v = \frac{m_0}{1+e_0} . \quad (5.11)$$

5.2.4 Основные характеристики сжимаемости грунтов

Модуль общей деформации

Еще одна величина, что характеризует сжимаемость грунтов, является модуль деформации грунта E . Модуль деформации грунта часто называют модулем общей деформации, тем самым подчеркивая, что этот показатель суммарно характеризует упругие и остаточные деформации.

Модуль общей деформации, как и для упругих тел, является коэффициентом пропорциональности между напряжениями и относительными деформациями.

$$E = \frac{\text{напряжение}}{\text{полная относительная деформация}} = [\text{МПа}]$$

Модуль общей деформации является важной характеристикой при расчетах оснований зданий и инженерных сооружений по деформациям, и определяется в полевых и лабораторных условиях.

Наиболее распространенный способ определения модуля деформации – проведение компрессионных испытаний. В этом случае модуль деформации рассчитывается по формуле:

$$E = \frac{\beta}{m_v} = \frac{1+e_0}{m_0} \beta, \quad (5.12)$$

где β – коэффициент, учитывающий невозможность бокового расширения грунта и рассчитывается по формуле:

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}, \quad (5.13)$$

где ν – коэффициент бокового расширения грунта (коэффициент Пуассона).

Применение выражения (5.12) для расчета модуля деформации рекомендуется, когда достаточно точно известны значения β и ν при условии, что эти величины постоянны. Использование табличных значений этих величин приводит к существенным ошибкам. Поэтому при компрессионных испытаниях без крайней необходимости к модулю деформации переходить не рекомендуется.

Коэффициент бокового давления и коэффициент бокового расширения.

При проведении компрессионных испытаний образец грунта находится в жестком кольце в одометре и не может расширяться в сторону. Поэтому он оказывает на стенки кольца горизонтальное давление, соответствующее горизонтальным напряжениям σ_x и σ_y , которые развиваются в образце (следовательно $\sigma_x = \sigma_y$). Вертикальное же нормальное напряжение σ_z равно интенсивности p приложенного давления ($\sigma_z = p$). Если боковое расширение отсутствует, значит, относительные горизонтальные деформации $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$.

В соответствии с законом Гука относительная деформация упругого тела равна

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_m} - \frac{\nu_m}{E_m} (\sigma_y + \sigma_z), \quad (5.14)$$

где E_m – модуль упругости материала, ν_m – коэффициент бокового расширения материала (коэффициент Пуассона).

Так как в пределах небольших изменений давления грунта можно рассматривать как линейно деформируемые тела, на основании выражения (5.14) можно записать аналогичное выражение для зависимости между напряжениями и деформациями грунта в одометре, при условии, что сжатие образца происходит без возможности бокового расширения.

Тогда:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - (\nu/E)(\sigma_y + \sigma_z), \quad (5.15)$$

где E – модуль деформации грунта, ν – коэффициент бокового расширения грунта (коэффициент Пуассона).

Подставив в выражение (5.15) $\sigma_y = \sigma_x, \sigma_z = p, \varepsilon_x = 0$ и проведя преобразования, получим:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu} p = \xi p, \quad (5.16)$$

где ξ - коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя, т.е. при отсутствии горизонтальных перемещений.

Из выражения (5.16) следует, что коэффициент бокового давления грунта связан с коэффициентом бокового расширения следующим выражением:

$$\xi = \frac{\nu}{1-\nu}. \quad (5.17)$$

5.3 Водопроницаемость грунтов. Закон фильтрации

Хозяйственная деятельность человека приводит к существенному изменению геолого-гидрогеологических условий территории. Нарушение естественного динамического равновесия в водном балансе может вызывать подтопление участков освоенных земель, поселков, городов. Однако возможно и обратное явление, когда исчезают большие водоемы-накопители в результате движения воды сквозь грунтовую толщу.

Движение воды в грунтах называется фильтрацией, а способность грунта пропускать через поры свободную воду – водопроницаемостью. Она зависит от пористости грунта, его гранулометрического и минерального состава, а также от передающегося на воду давления, в том числе нагрузкой от сооружения. Знание водопроницаемости необходимо при расчетах притока или откачки воды. Поскольку уплотнение грунта связано с отжатием из пор воды, то скорость уплотнения также зависит от водопроницаемости.

Эксперименты показывают, что в большинстве случаев движение воды в порах грунта происходит в соответствии с законом ламинарной фильтрации (рис. 5.6).

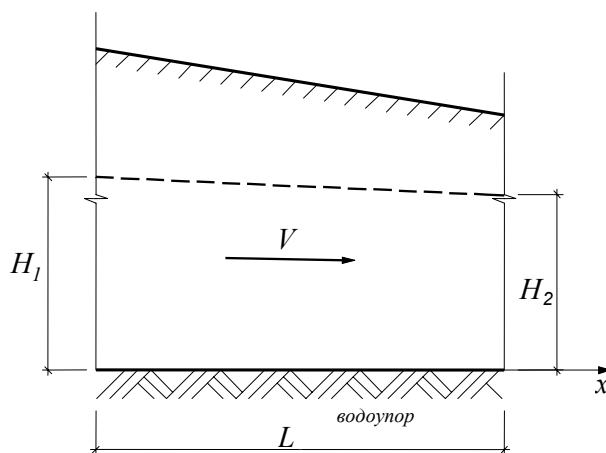


Рисунок 5.6 – Фильтрация воды в грунте

Математическое выражение этого закона впервые было предложено французским ученым Дарси в 1854 г. Он установил, что скорость фильтрации (т.е. расход воды через единицу площади в единицу времени) прямо пропорциональна разности напоров (ΔH) и обратно пропорциональна длине пути фильтрации:

$$V = \frac{Q}{At} = K_{\phi} I, \quad (5.18)$$

где Q – объем профильтровавшейся воды; A – площадь фильтрующего сечения;

t – время фильтрации; I – гидравлический градиент (уклон). Гидравлический уклон (I) представляет собой потерю напора на единицу длины и является безразмерной величиной:

$$I = \frac{H_2 - H_1}{L}, \quad (5.19)$$

В соответствии с (5.18) закон ламинарной фильтрации формулируется так: *скорость фильтрации прямо пропорциональна гидравлическому градиенту.*

Коэффициент пропорциональности K_{ϕ} характеризует проницаемость грунта и называется коэффициентом фильтрации. Из (5.18) видно, что это скорость фильтрации при $I = 1$.

Коэффициент фильтрации измеряется в единицах скорости – обычно в сантиметрах в секунду и в год ($1 \text{ см/с} = 3 \cdot 10^7 \text{ см/год}$). По мере увеличения дисперсности и плотности грунта K_{ϕ} уменьшается. В зависимости от гранулометрического состава K_{ϕ} обычно находится в пределах:

для песков $K_{\phi} = a(10^{-1} \dots 10^{-4}) \text{ см/с};$

для супесей $K_{\phi} = a(10^{-3} \dots 10^{-6}) \text{ см/с};$

для суглинков $K_{\phi} = a(10^{-5} \dots 10^{-8}) \text{ см/с};$

для глин $K_{\phi} = a(10^{-7} \dots 10^{-10}) \text{ см/с}$

где a – любое число от 1 до 10.

Ориентировочно K_{ϕ} можно рассчитать по эмпирическим формулам или указать в зависимости от вида и состояния грунта по справочным данным. Точнее они устанавливаются экспериментально в лабораторных и (более надежно) в полевых условиях.

Многочисленные опыты по фильтрации воды в различных грунтах показали полную применимость закона Дарси к песчаным грунтам и систематические отклонения от него в пылевато-глинистых грунтах особенно плотного сложения (рис. 5.7). В последних при малых градиентах напора фильтрация может отсутствовать (участок OA на кривой 2). Рост градиента

приводит к медленному, постепенно усиливающемуся процессу фильтрации (криволинейный участок AB). И только затем устанавливается постоянный режим фильтрации (линейный участок BB).

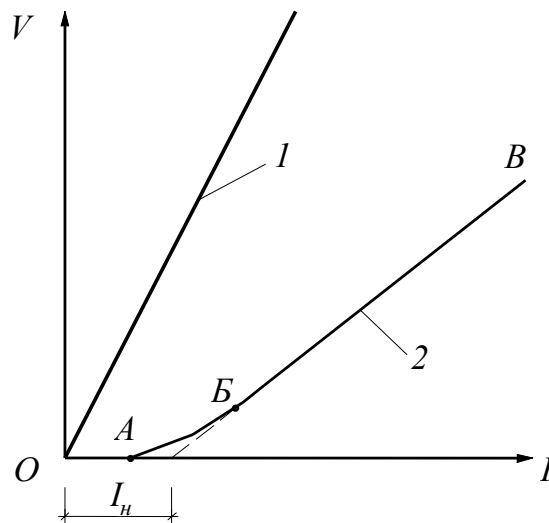


Рисунок 5.7 – Закономерности фильтрации: 1 – пески; 2 – глинистые грунты

В связи с трудностями изучения и описания процесса нелинейный участок обычно из рассмотрения исключается. Прямая BB при продолжении ее до оси I отсекает на ней некоторый начальный градиент I_n . Принимается, что пока $I < I_n$, фильтрация в таком грунте отсутствует, соответственно не будут происходить отжатие воды из пор и уплотнение грунта.

Таким образом, для плотных глинистых грунтов закон (5.18) уточняется:

$$V = K_{\phi}(I - I_n) \quad (5.20)$$

Характер зависимости (5.20) связан главным образом с дисперсностью глинистого грунта и влиянием физически связанной воды. Согласно опытам Б. Ф. Рельтова и С. А. Роза, которые впервые установили это явление, начальный градиент может достигать 10...20.

Наличие в порах грунта свободной воды позволяет рассматривать две системы давлений: давления в скелете грунта, называемые эффективными σ_s , и давления в воде, называемые нейтральными σ_w . Давление в скелете грунта уплотняют и упрочняют его, а давление в воде создают напор, вызывая фильтрацию.

Для любого момента в грунтовой массе будет иметь место выражение:

$$p = \sigma_s + \sigma_w, \quad (5.21)$$

где p – полная нагрузка на грунт, σ_s – эффективное давление, σ_w – нейтральное давление.

С учетом этого была создана модель «грунтовой массы» (модель Терцаги-Герсеванова) (рис. 5.8).

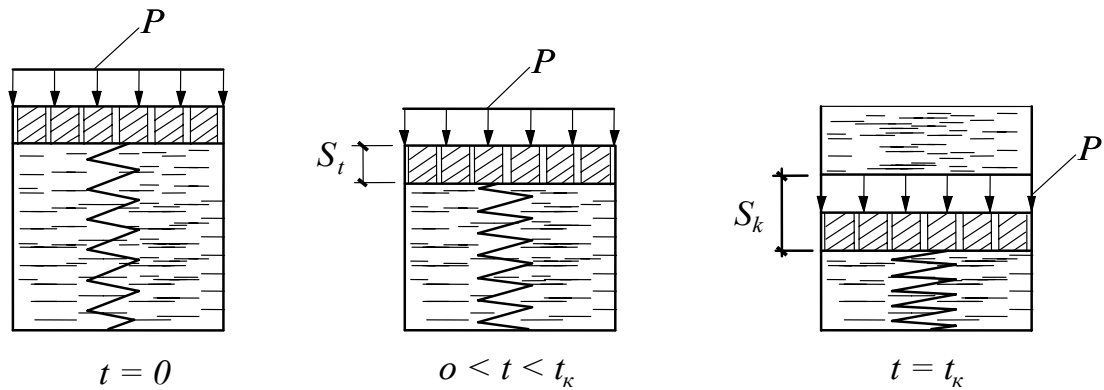


Рисунок 5.8 – Механическая модель полностью водонасыщенного грунта - грунтовой массы

Здесь цилиндр с несжимаемой вязкой жидкостью и установленным на пружину перфорированным поршнем имитирует некоторый объем полностью водонасыщенного грунта; отверстия в поршне – поры грунта, а вязкая жидкость – вода в порах грунта.

В начальный момент, когда нагрузка P только приложена ($t=0$) и жидкость не успевает отжаться через отверстия в поршне, нагрузка воспринимается жидкостью. По мере ее отжатия нагрузка будет перераспределяться между жидкостью и пружиной, так что все большая ее доля будет восприниматься последней. К некоторому моменту времени t_k пружина сожмется до такой степени, что полностью воспримет нагрузку, и давление в жидкости упадет до нуля.

Интерпретируя работу модели для грунта, в указанные моменты времени будем иметь:

$$t = 0 : \sigma_s = 0, \sigma_w = 0;$$

$$0 < t < t_k : P = \sigma_s + \sigma_w;$$

$$t = t_k : \sigma_s = P, \sigma_w = 0. \quad (5.22)$$

Сказанное выше поясняет и названия давлений: работу уплотнения и соответственно упрочнения грунта производит только эффективное давление; нейтральное давление при отсутствии фильтрации к уплотнению не приводит.

Отмеченный эффект наглядно выявляется на опыте с загрузкой слоя полностью водонасыщенного песка в сосуде двумя различными способами (рис. 5.9) – отсыпкой свинцовой дроби слоем h_c и слоем воды h_w , причем h_c и h_w подобраны так, что общая нагрузка на песок одинаковая ($h_c \rho_c \approx h_w \gamma_w$). В первом случае, когда давление дроби передается

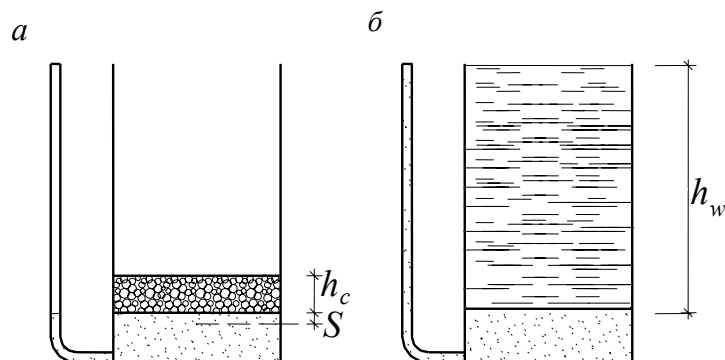


Рисунок 5.9 – Схема к пояснению роли эффективного (а) и нейтрального (б) давлений

непосредственно на скелет грунта и является эффективным, произойдет уплотнение с осадкой поверхности песка. Во втором случае, когда давление передается на поровую воду и является нейтральным, осадка отсутствует.

5.4 Сопротивление грунта сдвигу. Закон Ш. Кулона и прочностные характеристики грунтов

Практика показывает, что разрушение грунтов происходит всегда в виде сдвига одной части массива относительно другой. При этом по некоторым площадкам касательные напряжения достигают значения предельного сопротивления грунта сдвигу. Поэтому экспериментальные исследования последнего имеют большое значение. Основную закономерность проще всего установить испытанием грунта на приборе одноплоскостного среза (или сдвига), первые конструкции которых были применены в начале XX в. Аналог такого прибора был создан французским ученым Ш. Кулоном в 1780 г., который использовал его для изучения трения различных материалов, в том числе трения их по грунту.

Основной частью прибора является кольцевая обойма, состоящая из двух половинок (рис. 5.10); нижняя часть закреплена на станине, а к свободной верхней части может прикладываться горизонтальная нагрузка T . В обойму вставляется образец грунта, на поверхность которого устанавливается диск. На него передается уплотняющая нагрузка N , под действием которой грунт уплотняется до требуемого состояния. При этом сжимающее (вертикальное) напряжение $\sigma = F/A$ измеряются индикаторами. Затем при постепенном увеличении силы T можно достигнуть среза (сдвига) одной части образца по другой приблизительно по горизонтальной пунктирной линии (см. рис. 5.10).

Под действием горизонтальной нагрузки T в зоне предполагаемого сдвига развиваются касательные напряжения:

$$\tau = \frac{T}{A}. \quad (5.23)$$

При некотором значении касательного напряжения $\tau = \tau_u$ наступает предельное равновесие, в результате чего и происходит перемещение верхней части образца по нижней. Значение τ , при котором начинается разрушение образца, называется *предельным сопротивлением грунта сдвигу* (τ_u). Обычно за τ_u принимают касательные напряжения от последней наибольшей ступени загрузки, при которой развитие деформаций сдвига не прекращается.

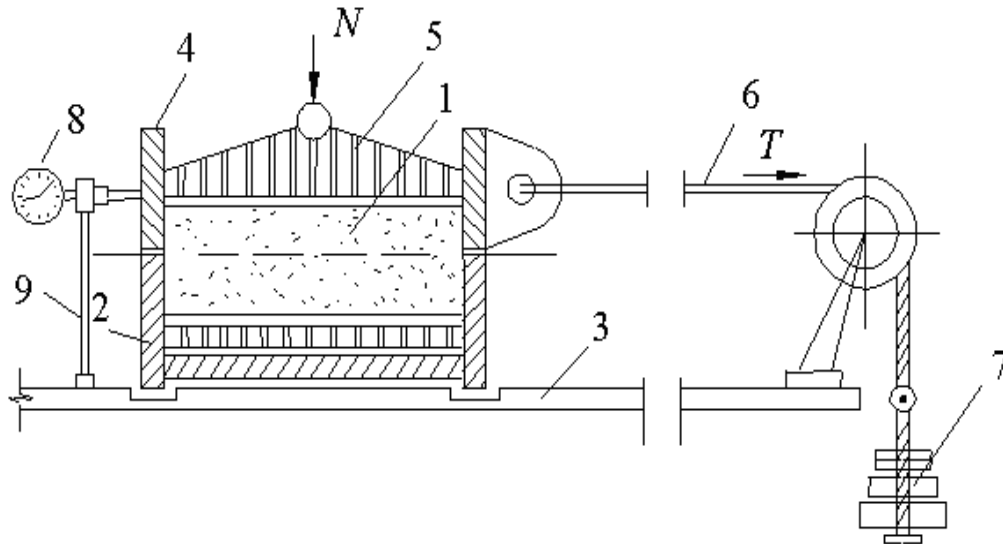


Рисунок 5.10 – Одноплоскостной срезной прибор: 1 – грунт; 2 – неподвижная половина обоймы; 3 – станина; 4 – подвижная часть обоймы; 5 – пригрузочный штамп; 6 – горизонтальная тяга; 7 – грузы; 8 – индикатор перемещения; 9 – стойка

Если провести несколько опытов с одним грунтом при различных вертикальных нагрузках ($N_1 < N_2 < N_3$), тогда при некоторых значениях T_i будет наблюдаться непрекращающееся нарастание горизонтальных смещений подвижной части обоймы. Результаты опытов можно представить в виде зависимостей, показанных на рисунке 5.11.

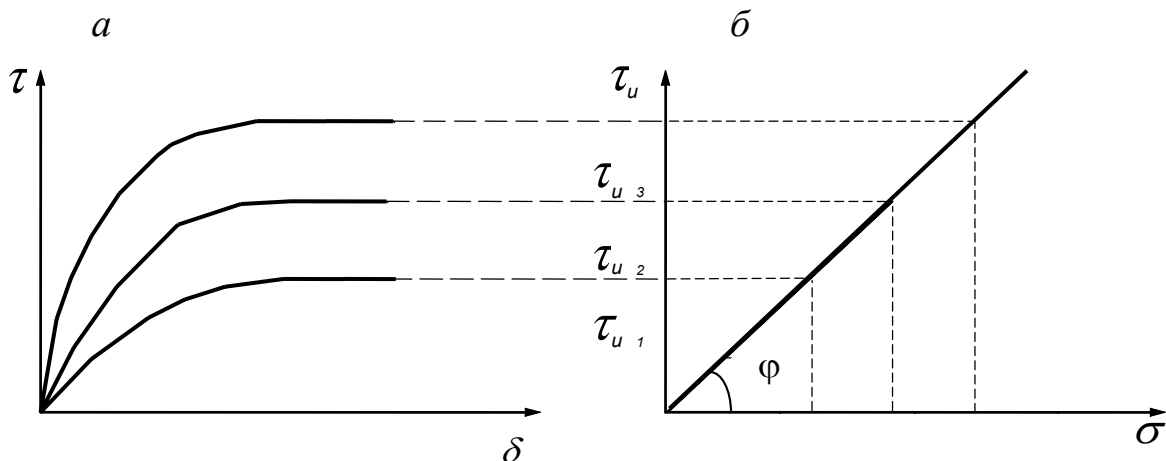


Рисунок 5.11 – Кривые горизонтальных перемещений образцов (а), график сопротивления сдвигу сыпучих грунтов (б)

Опыт показывает, что увеличение сжимающего напряжения, действующего на образец грунта, приводит к возрастанию предельного сопротивления грунта сдвигу (τ_u).

Многочисленными опытами установлено, что для несвязных грунтов экспериментальные точки в пределах обычных изменений напряжений (до 0,5 МПа) практически оказываются на прямой, выходящей из начала координат (см. рис. 5.11б). Тогда эта зависимость может быть выражена уравнением:

$$\tau_u = \sigma \cdot \tan \varphi, \quad (5.24)$$

где $\tan \varphi$ – коэффициент внутреннего трения $\tan \varphi$, характеризующий предельное трение грунта о грунт; φ – угол внутреннего трения грунта.

Зависимость (5.24) была установлена Ш. Кулоном в 1773 г. и выражает закон сопротивления сыпучих грунтов сдвигу: *предельное сопротивление сыпучего грунта сдвигу пропорционально нормальному напряжению*.

Для пылевато-глинистых грунтов получают более сложную криволинейную зависимость (рис. 5.12).

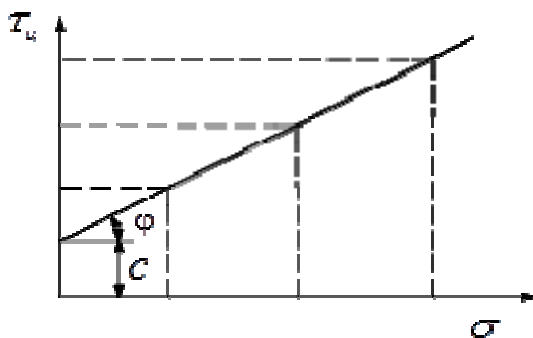


Рисунок 5.12 – График сопротивления сдвигу пылевато-глинистых грунтов

Это связано с тем, что сопротивление сдвигу обуславливается не только силами трения, возникающими между перемещающимися частицами, но и связностью грунта, т.е. сложными процессами нарушения пластичных (водно-коллоидных) и более жестких (цементационных) связей. Однако, как и для сыпучих грунтов, зависимость сопротивления сдвигу от нормального напряжения обычно представляется в виде уравнения отрезка прямой:

$$\tau_u = C + \sigma \cdot \tan \varphi. \quad (5.25)$$

Отрезок C , отсекаемый на оси τ этой прямой, называется *удельным сцеплением* пылевато-глинистого грунта и характеризует его связность.

Параметры линейной зависимости $\tau_u = f(\sigma)$ получили свои названия и для них общеприняты обозначения:

– угол наклона прямой к оси давлений – угол внутреннего трения грунта φ ; тангенс угла называется коэффициентом внутреннего трения $\tan \varphi = f$;

– отрезок, отсекаемый прямой на оси τ , C – сцепление грунта. Значения его, очевидно, имеют размерность напряжения, чаще всего оно измеряется в кПа или МПа.

Названия этих показателей сложились исторически. В некоторой мере они соответствуют природе прочности грунтов, которая обеспечивается трением в контактах частиц и сцеплением их – связностью, зависящей от структурных связей. К тому же указанные составляющие прочности грунтов тесно взаимосвязаны и зависят от состояния и условий нагружения, разделить их, как это следует из формулы (5.25), в общем невозможно. Поэтому общепринято рассматривать показатели φ , C только как параметры математической зависимости.

Если на графики (5.12) прямую продлить до пересечения с осью абсцисс, то она на ней отсечет отрезок p_e (см. рис. 5.13). Величину p_e называют давлением связности, которое, будучи приложенным к грунту со всех сторон, как бы заменяет сцепление.

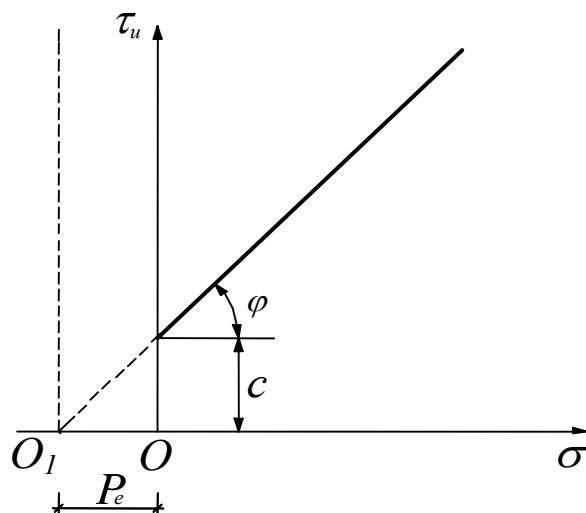


Рисунок 5.13 – Схема давления связности

Из рисунка 5.13 следует, что введение давления связности эквивалентно переносу начала координат в точку O_1 и соответственно имеем:

$$p_e = \frac{C}{\tan \varphi} = C \cot \varphi. \quad (5.26)$$

Исходя из природы прочности грунтов, следует ожидать, что прочностные характеристики будут зависеть от состояния грунта. Это подтверждается практикой и многочисленными опытами. Например, одна и та же разновидность песка, испытанного при разных плотностях, покажет разные углы внутреннего трения (рис. 5.14), причем φ_1 соответствует рыхлому, а φ_3 – плотному состоянию данного песка, т.е. здесь $e_1 > e_2 > e_3$.

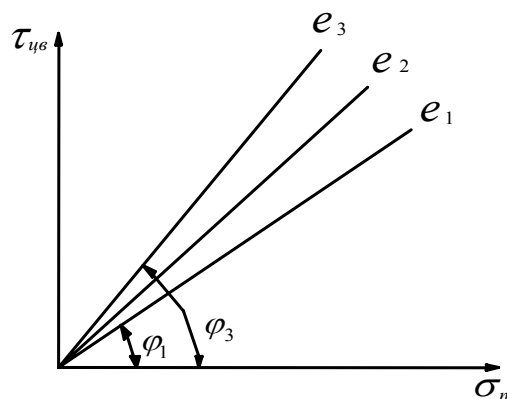


Рисунок 5.14 – Зависимость сопротивления сдвигу песка от состояния по плотности сложения

Для глинистых грунтов, кроме плотности, большое значение имеет влажность, поэтому устанавливаемые прочностные характеристики должны быть отнесены к определенному состоянию грунта по его плотности – влажности.

С этой точки зрения описанная последовательность испытания на сдвиг имеет следующий недостаток: при выдерживании образцов под разными уплотняющими нагрузками до прекращения уплотнения достигнутые образцами состояния по плотности-влажности могут оказаться различными. Для устранения этого недостатка все три образца уплотняются наибольшей нагрузкой. В этом случае состояние всех образцов будет примерно одинаковым, так как образцы, разгруженные до значений N_2, N_1 , почти не изменяют своего состояния, что объясняется характером деформаций грунта при его разгрузке.

Отсюда следует, что если характеристики прочности зависят от состояния грунтов, они обязательно должны зависеть от условий испытания, т.е. его методики.

Для водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов к такому выводу приводит проведенный ранее анализ на модели грунтовой массы. Действительно, можно представить две противоположные методики:

1. Испытание в условиях открытой системы, когда допускается отжатие воды из образца и нагрузка прикладывается настолько медленно, что деформации стабилизируются, поровое давление рассеивается. Такая методика характеризуется как консолидированно-дренированный сдвиг (консолидация – уплотнение, дренирование – отток воды) или КД-сдвиг.

2. Испытание в условиях закрытой системы, когда нагрузка прикладывается так быстро, что отжатие воды почти не происходит, давление в поровой воде не успевает рассеяться. Это неконсолидированно-недренированный или НН-сдвиг.

Учитывая резкое различие в продолжительности опытов по этим двум крайним методикам, их еще называют соответственно медленным и быстрым сдвигом.

Очевидно, что для полностью водонасыщенного грунта (грунтовой массы) закон Кулона (5.25) следует записать в эффективных напряжениях

$$\tau_u = \sigma_t g \varphi + C = (\sigma_n - \sigma_w) t g \varphi + C, \quad (5.27)$$

где σ_n – полное (тотальное) напряжение; σ_w – нейтральное, или поровое давление.

Отсюда ясно, что при испытании грунтовой массы в условиях «идеально закрытой системы» трение в грунте не проявится и из (5.27) при $\sigma_n = \sigma_w$ будет получено $\varphi = 0$ и $\tau_u = C$.

Однако даже при степени влажности, близкой к единице, в поровой воде может быть некоторое количество заземленного воздуха. Поэтому эффективное давление все же проявляется и результаты НН-сдвига дают небольшие значения φ . В условиях КД-сдвига, напротив, трение проявляется в полной мере. Различие в результатах показано на рисунке 5.15.

Могут применяться методики испытаний промежуточного характера от указанных, например, КН-сдвиг: здесь допускается консолидация под уплотняющей нагрузкой с быстрым приложением сдвигающей. Однако этому методу присущи и недостатки, основными из которых являются:

- 1) из-за сил трения между грунтом и стенками обоймы, а также неравномерности распределения напряжений расчетное напряженное состояние грунта отличается от фактического;
- 2) в процессе опыта площадь срезаемого образца изменяется;
- 3) при испытании грунтов с различными включениями результаты искажаются из-за попадания включений в зону сдвига.

Поэтому разработаны более совершенные приборы и установки, конструкция и испытания на которых рассматриваются далее.

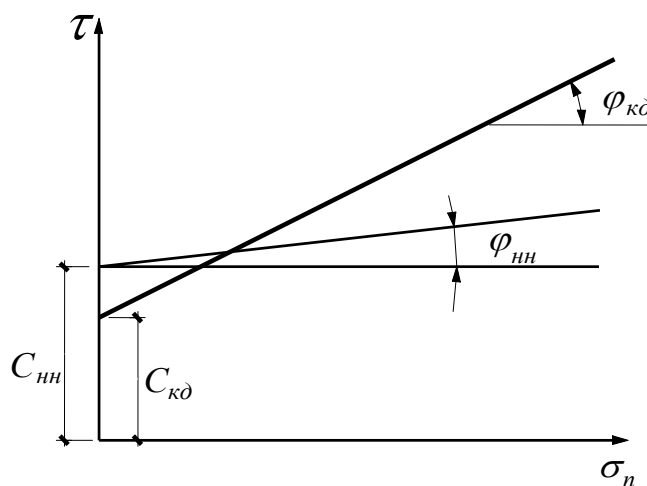


Рисунок 5.15 – К влиянию методики испытаний на прочностные характеристики глинистых грунтов: $C_{нн}$, $\varphi_{нн}$ – удельное сцепление и угол внутреннего трения при неконсолидированно-недренированном сдвиге; $C_{кд}$, $\varphi_{кд}$ – удельное сцепление и угол внутреннего трения при консолидированно-дренированном сдвиге

5.5 Методы определения показателей механических свойств грунтов

5.5.1 Основные положения

В механике грунтов используется большое количество показателей и характеристик физико-механических свойств грунтов. При этом точность решений и обоснованность теоретических построений в значительной мере определяются именно достоверностью и надежностью определяемых показателей. Особенно это актуально в настоящее время, когда возможности теоретической механики грунтов существенно выросли в связи с использованием компьютеров и численных методов.

Все способы испытаний грунтов можно разделить на лабораторные и полевые. Такое разделение связано не столько с местом проведения испытания, сколько с объектом испытания.

Лабораторные испытания осуществляют на образцах, специально отобранных из массива грунта, а при полевых опытах грунты исследуют в условиях их природного ненарушенного залегания. Это различие определяет достоинства, недостатки и применимость методов. Отбор, транспортировка, хранение монолитов грунта регламентируются с целью максимально сохранить их природное сложение. Однако некоторые изменения все же могут произойти. Тем более это возможно при вырезке из монолита образцов и загрузке их в камеру (обойму) прибора. Далее, размеры и объем образцов при лабораторных испытаниях невелики и для некоторых грунтов возможно нарушение, что объем образца должен значительно превышать элементарный объем.

Отмеченные недостатки отсутствуют в полевых методах, когда испытываются более значительные объемы грунтов естественного сложения. В то же время лабораторные испытания имеют преимущества перед полевыми в создании и поддержании благоприятных условий, разнообразии режимов загрузки, применении более сложных контрольно-измерительных систем.

Как лабораторные, так и полевые методы разнообразны по применяемому оборудованию, технологии испытаний, их длительности и трудозатратам, стоимости, методике обработки опытных данных. Проводиться они должны в хорошо оснащенных лабораториях, имеющих лицензии на проведение испытаний грунтов.

При инженерно-геологических изысканиях и исследовании свойств грунтов важно выбрать и применить оптимальные сочетания – комплексы лабораторных и полевых методов, различающиеся по уровню сложности, возможностям массового опробования и другим критериям.

5.5.2 Испытания грунтов в стабилометрах при условии трехосного сжатия

Разработаны и применяются разнообразные конструкции стабилометров. Принципиальная схема одного из наиболее распространенных показана на рисунке 5.16. Образец грунта, защищенный непроницаемой эластичной оболочкой, помещают в камеру прибора, заполненную водой или глицерином.

Вертикальное напряжение σ_1 создается нагружением нижнего и верхнего штампов, через которые из образца может отжиматься вода. Боковые (радиальные) напряжения $\sigma_2 = \sigma_3$ возникают при создании в жидкости рабочей камеры гидростатического давления. Измеряется оно манометром, а вертикальные деформации образца – индикаторами часового типа. Горизонтальные деформации определяют по объему жидкости, отжатому из рабочей камеры вследствие объемных деформаций грунта (на схеме – отсчетом по волюмометру). В других конструкциях деформации определяют по наклеенным на образец датчикам или специальным оптическим устройствам.

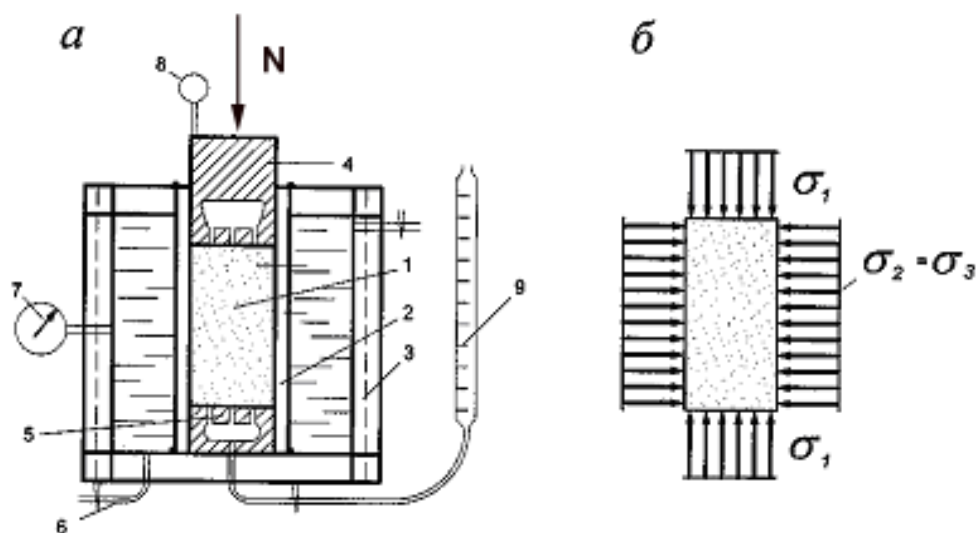


Рисунок 5.16 – Схема гидравлического стабилометра (а) и напряженное состояние испытываемого образца (б): 1 – образец грунта; 2 – оболочка; 3 – стенки камеры; 4 – верхний штамп; 5 – нижний штамп; 6 – система создания бокового давления; 7 – манометр; 8 – индикатор часового типа; 9 – волюмометр

Важно, что здесь имеется возможность изменять намеченным образом напряжения σ_1 , $\sigma_2 = \sigma_3$ (рис. 5.16, б), что характеризуется как опытная траектория нагружения, и определять соответствующие им деформации ε_1 , $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$. По результатам опыта устанавливают зависимости деформаций от напряжений для принятой траектории нагружения вплоть до разрушения грунта.

Стабилометр позволяет провести испытания по схеме одноосного сжатия ($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$), а также компрессию при $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$. В последнем случае достаточно исключить отжатие воды из камеры прибора. При равенстве диаметров штампа и образца его сжатие не изменяет объем жидкости в рабочей камере и при условии ее несжимаемости боковое расширение образца исключается. Впервые такие испытания были проведены Е. И. Медковым на стабилометре его конструкции.

В настоящее время наиболее широкое распространение получили две методики испытаний:

1. Испытание при постоянном боковом давлении с доведением образца до разрушения увеличением напряжения σ_1 .

2. Увеличение σ_1 до разрушения образца при постоянном среднем напряжении в нем.

В обоих случаях результаты испытания представляются зависимостями деформаций $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ от напряжения σ_1 при $\sigma_2 = \sigma_3 = const$ для первой методики и при $\sigma_{cp} = (1/3)(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ для второй. Экспериментальные зависимости приведены на рисунке 5.17, причем указанные направления осей ε_1 и ε_2 соответствуют сжатию для ε_1 и расширению для ε_2 .

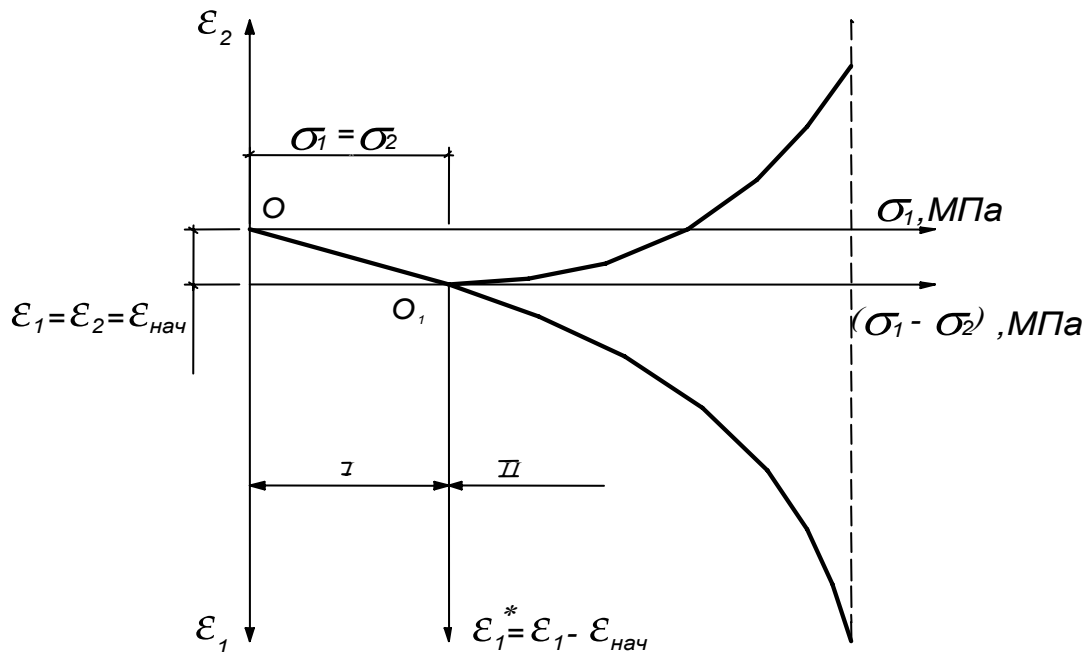


Рисунок 5.17 – Зависимость деформаций $\varepsilon_1 = \varepsilon_2$ от σ_1 при $\sigma_2 = const$:

I – подготовительный этап испытания; II – основной этап

Для приблизительно линейных участков зависимостей $\varepsilon_1 = f(\sigma_1)$ и $\varepsilon_2 = f(\sigma_1)$ деформационные характеристики E, ν определяются с использованием уравнений закона Гука (5.14) в силу осевой симметрии при испытании приводящих к системе двух линейных уравнений:

$$E\varepsilon_1 + 2\nu\sigma_2 = \sigma_1;$$

$$E\varepsilon_2 + \nu(\sigma_2 + \sigma_1) = \sigma_2. \quad (5.28)$$

Решение системы дает формулы для деформационных характеристик грунта как линейно-деформируемой среды:

$$E = \frac{\sigma_1(\sigma_2 + \sigma_1) - 2\sigma_2^2}{\Delta}; \quad (5.29)$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_1\sigma_2 - \varepsilon_2\sigma_1}{\Delta}, \quad (5.30)$$

где $\Delta = \varepsilon_1(\sigma_2 + \sigma_1) - 2\varepsilon_2\sigma_2$ – определитель системы уравнений (5.33).

Таким образом, при трехосном сжатии и модуль деформации, и коэффициент Пуассона зависят от всех компонентов напряжений и деформаций $\sigma_1, \sigma_2, \varepsilon_1, \varepsilon_2$ для принятого участка испытания.

На практике вместо (5.29), (5.30) часто используют более простые приближенные соотношения. Например, для принятых интервалов напряжения и деформаций рассчитывают:

$$E = \Delta\sigma_1 / \Delta\varepsilon_1; \quad (5.31)$$

$$\nu = -\Delta\varepsilon_2 / \Delta\varepsilon_1. \quad (5.32)$$

Показано, что такая замена приводит к небольшому (до 15 %) завышению модуля деформации. Это приближает значения E по стабилометру к получаемым в полевых условиях штампами (см. далее). Для коэффициента Пуассона ошибки оказываются более существенными, поэтому при его определении желательно использовать точное соотношение (5.30), которое также можно записать в интервалах.

Достоинством стабилометрических испытаний является возможность создания начального напряженно-деформированного состояния (НДС) образца, близкого к природному. Поэтому при испытаниях грунтов естественного сложения всегда можно выделить подготовительный этап, когда после установки образца в камеру прибора создается исходное НДС, соответствующее природному. После этого проводится основной этап с нагружением образца вплоть до предельного состояния и разрушения.

Чаще всего за исходное принимается гидростатическое НДС с некоторым значением напряжений $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, соответствующим глубине, с которой были отобраны монолиты.

Постепенному гидростатическому нагружению отвечает также всестороннее сжатие образца и к концу подготовительного этапа деформации равны $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_{нач}$ (рис. 5.18).

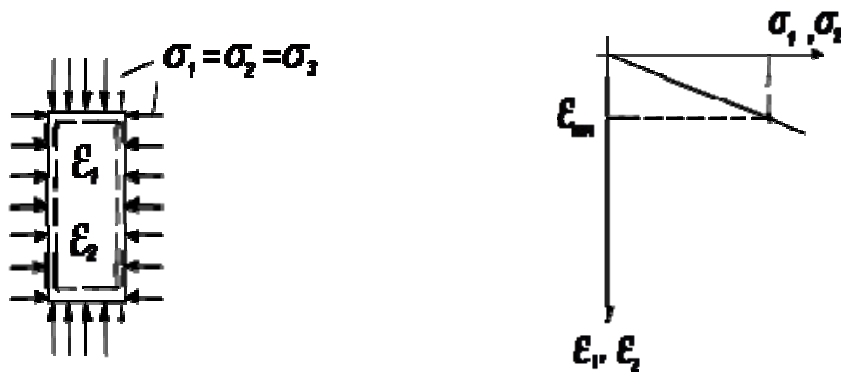


Рисунок 5.18 – Нагружение и зависимости $\varepsilon = f(\sigma)$ на подготовительном этапе испытания

Основной этап представляет собой девиаторное, т.е. сверхгидростатическое, нагружение с ростом $(\sigma_1 - \sigma_2)$. Деформация сжатия по вертикали продолжает нарастать, а боковые деформации переходят в расширение (рис. 5.19). Это показано на рисунке 5.17, из которого следует, что графики основного этапа соответствуют переносу начала координат в точку O_1 .

По основному этапу, исключая всестороннюю деформацию обжатия подготовительного этапа, формулу (5.31) для линейной части графика можно записать в виде, предложенном Н. Н. Сидоровым (рис. 5.19):

$$E = (\sigma_1 - \sigma_2)_л / \varepsilon_{1л}^* \quad (5.33)$$

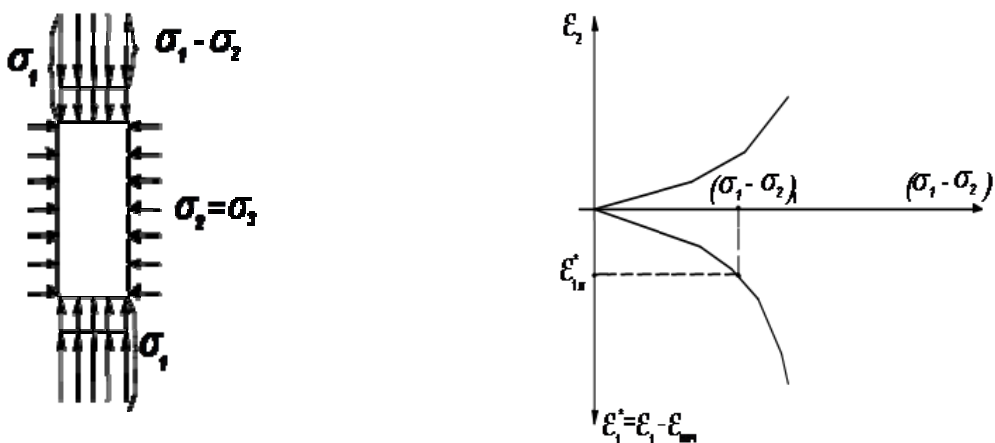


Рисунок 5.19 – Нагружение и зависимости $\varepsilon = f(\sigma)$ на основном этапе испытания

При некотором значении девиатора напряжения $(\sigma_1 - \sigma_2)$ наступает предельное состояние по прочности и образец разрушается. При этом пески плотные и средней плотности, а также глинистые грунты тугопластичной, полутвердой и твердой консистенции обычно разрушаются в виде скола по плоскости, наклоненной к вертикали под углом $(\pi / 4 - \varphi / 2)$ (рис. 5.20, а), а рыхлые пески и мягкопластичные (слабые) глинистые грунты увеличивают скорость деформации, приобретая форму бочки (рис. 5.20, б).

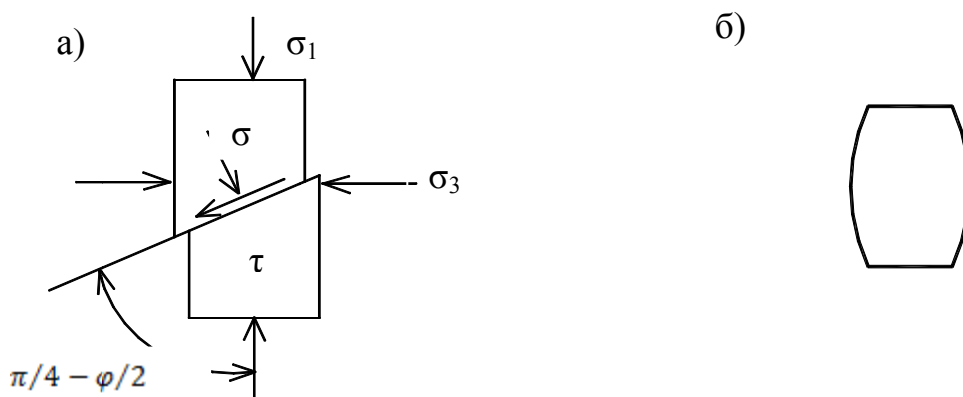


Рисунок 5.20 – Форма разрушения образца: а – для песков плотных и средней плотности и прочных глинистых грунтов, б – для рыхлых песков и слабых глинистых грунтов

После установления предельных значений σ_1 при каждом σ_2 (рис. 5.21) строят круги предельных напряжений, проводят касательную к ним, по которой устанавливают прочностные характеристики φ, C (рис. 5.22, а).

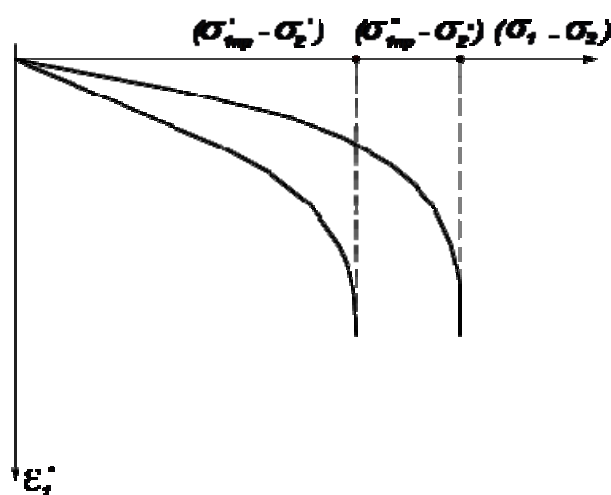


Рисунок 5.21 – Определение предельных напряжений σ'_{1np} и σ'_{1np}

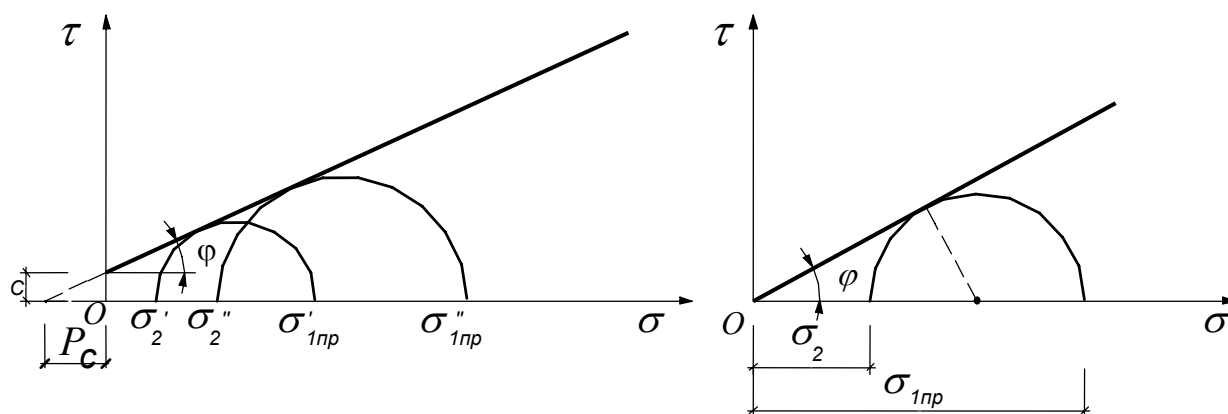
*a**б*

Рисунок 5.22 – Определение прочностных характеристик
трехосным сжатием: *a* – для глинистых грунтов; *б* – для песков при $C = 0$

Для несвязных грунтов при $C = 0$ достаточно одного предельного круга, чтобы провести к нему касательную через начало координат и определить значение φ (рис. 5.22, б).

5.5.3 Штамповые испытания

Штамповые испытания широко применялись издавна и сейчас продолжают применяться для исследования свойств основания. Первоначально метод использовали главным образом как моделирование системы «Основание-фундамент» с целью определения допускаемого давления на основание.

В настоящее время испытание штампом стандартизировано для определения модуля деформации грунта. Испытания могут проводиться в скважинах, а также в полости оболочек круговым штампом $A=600\ldots900\text{см}^2$. Чаще испытывают грунты с отметки низа шурфа или дна котлована. Используют круговые и квадратные штампы площадью от 2500 для прочных и до 10000 см^2 для слабых грунтов. Схема установки для штампового испытания приведена на рисунке 5.23.

Каждую ступень нагрузки выдерживают до величины условной стабилизации осадки, принимаемой 0,1 мм за 2 часа для песчаных грунтов и 6 часов для глинистых. Нагружение проводят до появления трещин или выпора грунта из-под штампа. Для каждой ступени нагрузки определяют стабилизировавшуюся осадку и строят график зависимости $s = f(p_{cp})$.

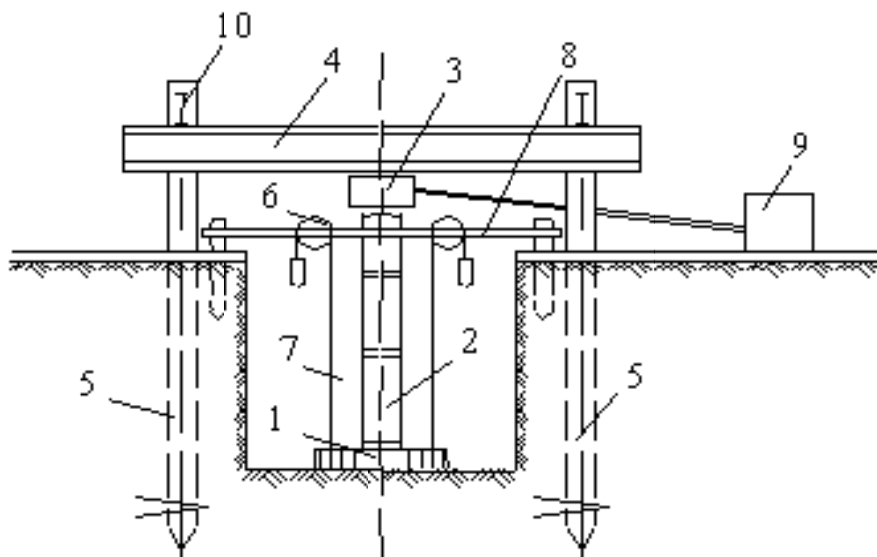


Рисунок 5.23 – Схема испытания грунта штампом в шурфе:

1 – штамп; 2 – удлинительные стойки; 3 – гидравлический домкрат; 4 – упорная балка; 5 – анкерное устройство; 6- прогибомеры; 7 – стальная проволока; 8 – реперное устройство; 9 – насосная станция; 10 – второстепенные балки

Для интересующего интервала давлений, в пределах которого зависимость $s = f(p_{cp})$ близка к линейной, определяют модуль деформации по формуле:

$$E = \omega d (1 - \nu^2) \Delta p_{л} / \Delta s_{л}, \quad (5.34)$$

где $\omega = 0,8$ – коэффициент для круглого жесткого штампа; d – диаметр штампа; для квадратного $d = \sqrt{A}$, т.е. сторона штампа; ν – коэффициент Пуассона, известный по результатам лабораторных испытаний или принятый по справочным данным в зависимости от вида и состояния грунта; $\Delta p_{л}$ и $\Delta s_{л}$ – интервалы давления и осадки (рис. 5.24).

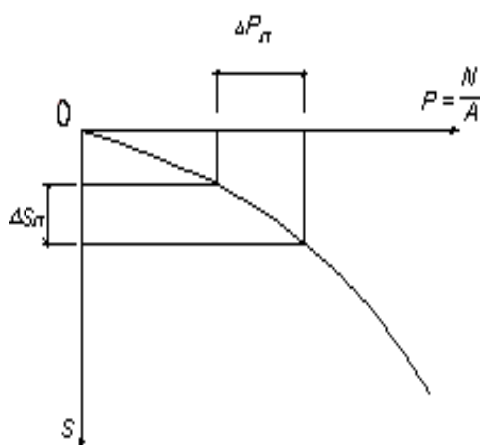


Рисунок 5.24 – График зависимости $s = f(p)$ по результатам испытания штампом

Для испытаний в строительных котлованах могут использоваться в качестве штампов и загрузочного материала фундаментные и стеновые блоки.

К недостаткам рассмотренного метода относятся трудоемкость, длительность, высокая стоимость испытаний. Поэтому целесообразно применять его в комплексе с более простыми методами – например, зондированием, а также с лабораторными испытаниями.

5.5.4 Зондирование грунтов

Зондирование широко применяется при инженерно-геологических исследованиях. Этот метод отличается простотой, экономичностью, позволяет проводить массовые испытания, решать широкий круг задач.

В зависимости от способа приложения нагрузки различают две модификации этого метода – статическое и динамическое зондирование (рис. 5.25).

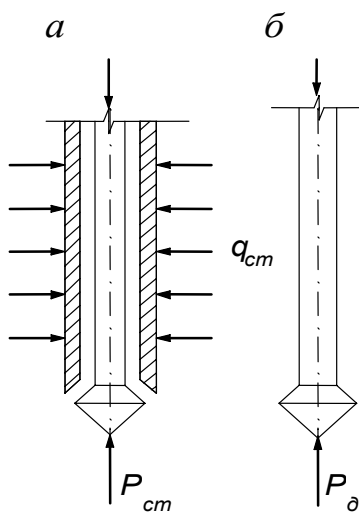


Рисунок 5.25 – Схема зондирования: а – статического; б – динамического

Основной элемент зондировочных испытаний – зонд, состоящий из наконечника и штанг. При погружении зонда преодолевается лобовое сопротивление грунта по площади наконечника и силы трения между грунтом и боковой поверхностью зонда. При статическом зондировании осуществляется плавное задавливание конуса и штанги диаметром 36 мм, при динамическом – забивка конуса диаметром 74 мм и штанг диаметром 32 мм ударами молота по направляющей.

При исследовании грунтов зондированием могут решаться следующие задачи:

- установление размеров грунтовых напластований как по глубине, так и по простиранию;
- выявление слабых слоев и уточнение геологического разреза;
- установление зоны промерзания;
- оценка степени однородности пород по механическим свойствам;
- выявление очертания оползневых тел;
- оптимизация глубины погружения свай и определение их несущей способности;
- контроль за производством земляных работ;
- исследование грунтов под существующими сооружениями при их реконструкции;
- оценка физико-механических свойств грунтов.

Применяют ряд установок статического зондирования (С-832, С-979 и др.). В большинстве конструкций отдельно фиксируют лобовую передающуюся через конус нагрузку P_c и общее усилие вдавливания зонда P . Тогда определяемыми характеристиками зондирования, с помощью которых решаются вышеперечисленные задачи, будут следующие:

1. Удельное сопротивление грунта под нижним концом (конусом) зонда:

$$q = \frac{P_c}{A}, \quad (5.35)$$

где P_c - нагрузка на конус; A - площадь основания конуса.

2. Сопротивление на боковой поверхности зонда:

$$Q = P - P_c. \quad (5.36)$$

По значениям сопротивления на кровле Q_k и подошве Q_n слоя определяют удельное сопротивление на боковой поверхности зонда в данном слое:

$$f = \frac{Q_n - Q_k}{\pi d H}, \quad (5.37)$$

Где d - диаметр зонда; H - мощность слоя.

Результаты испытаний совмещают с геологическим разрезом (рис. 5.26).

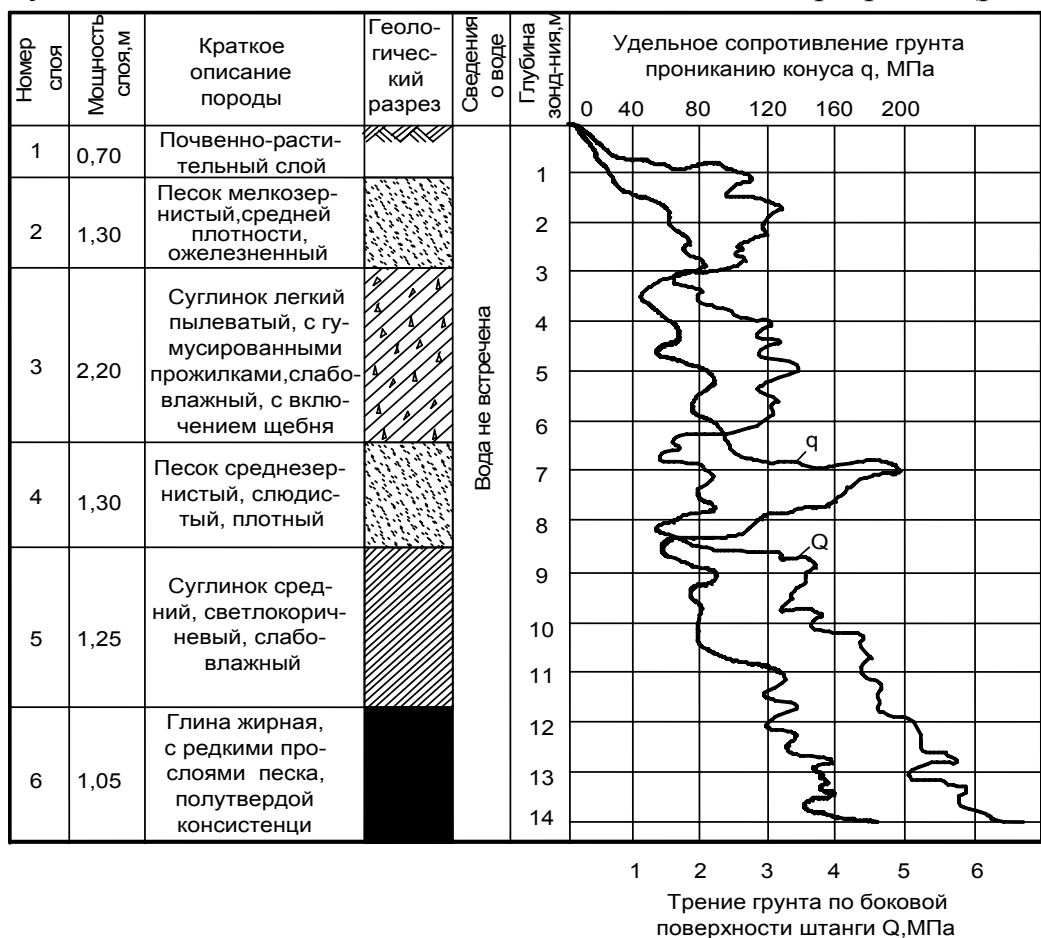


Рисунок 5.26 – График статического зондирования установкой С-979

При испытании грунтов методом динамического зондирования производят погружение зонда диаметром 74 мм на 10 см в исследуемый грунт ударами молота массой 60 кг, сбрасываемого с высоты 80 см, с подсчетом количества ударов n .

Динамическое зондирование выполняют непрерывно до достижения заданной глубины. Результаты зондирования представляют в виде графика изменения условного динамического сопротивления p_d :

$$p_d = \frac{M_m H \cdot n}{10 A}, \quad (5.38)$$

где M_m - масса молота (60 кг); H - высота падения (80 см); n - количество ударов для погружения конуса на 10 см; A - площадь поперечного сечения конуса, см².

По результатам испытаний строят график динамического зондирования (рис. 5.27). На основании «Указаний по зондированию грунтов для строительства» определяют плотность сложения песчаных грунтов, консистенцию глинистых грунтов I_L , угол внутреннего трения φ , модуль общей деформации E_o , удельное сцепление c^H и условное расчетное сопротивление грунта R_o .

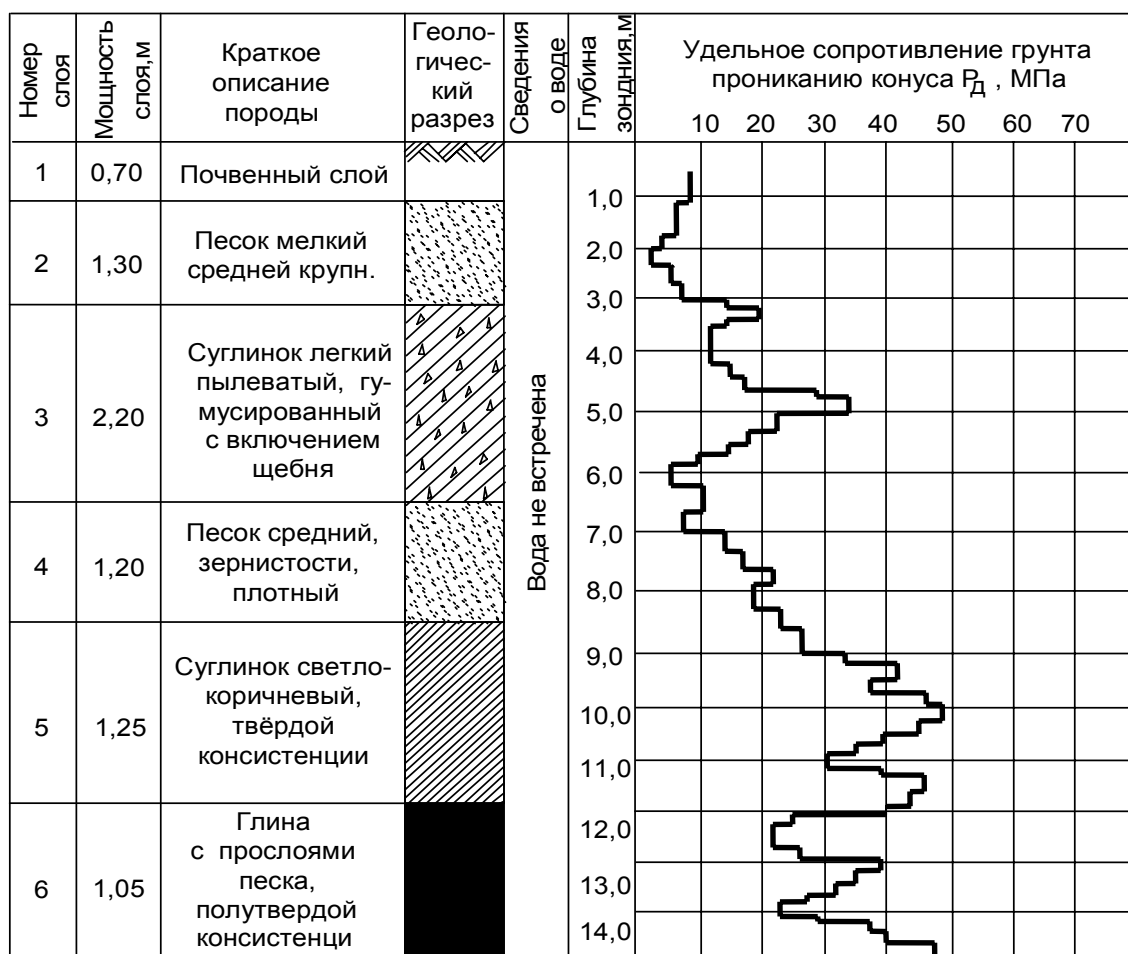


Рисунок 5.27 – График динамического зондирования

5.5.5 Метод вращательного среза

Метод вращательного среза был разработан для определения прочности слабых глинистых грунтов в условиях их естественного залегания (*vane test*).

Срез грунта происходит на поверхности, образующейся в грунте при вращении рабочего органа – крыльчатки. Последняя обычно представляет собой прямоугольные лопасти шириной d и высотой h , скрепленные друг с другом на оси симметрии под углом 90° . При вращении такой 4-лопастной крыльчатки образующаяся в грунте поверхность среза – это боковая поверхность кругового цилиндра и два основания – верхнее и нижнее. При полном срезе этой поверхности касательные напряжения достигают значения предельного сопротивления сдвигу $\tau_{сдв}$.

Обычно испытание рассматривается как экспресс-метод и проводится быстро, что для водонасыщенного глинистого грунта соответствует условиям НН (недренированного–неконсолидированного) – сдвига. Поэтому определяемое сопротивление сдвигу приблизительно равно сцеплению грунта.

Применяемая технология состоит в том, что при бурении скважины ее не доводят до отметки испытания слоя на 20...50 см (рис. 5.28).

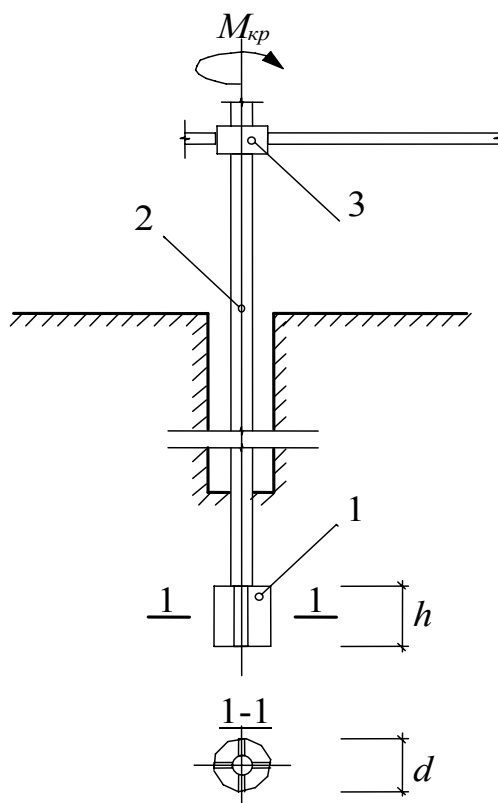


Рисунок 5.28 – Схема прибора для испытания грунта на вращательный срез:

1 - крыльчатка; 2 – штанга; 3 – динамометрическая рукоятка

Усилия на штангу крыльчатка задавливаются в грунт на нужную глубину и с помощью установленного над колонной штанг нагрузочного устройства проворачивается в грунте с установлением зависимости угла поворота от приложенного крутящего момента.

При мощной толще слабых грунтов такие испытания могут проводиться по всей толще с заданным интервалом, что дает представление о закономерности изменения прочности грунта по глубине. Такие испытания называют еще крыльчатым зондированием.

Существуют также приборы, позволяющие вести испытания без бурения скважин. Крыльчатку с динамометрическим устройством погружают на требуемую глубину и вращением этой системы определяют крутящий момент. Отсчеты глубин ведут по размеченной штанге. Для снижения трения грунта о штанги предусмотрено устройство, позволяющее исключить трение штанг о грунт при отключенной неподвижной крыльчатке. Приборы СК-8, П-4 и др. разработаны для определения прочности торфа на глубину до 20 м. Они могут использоваться и для минеральных слабых грунтов. В таких испытаниях угол поворота не фиксируется, а определяется максимальный крутящий момент при полном повороте крыльчатки.

Расчетная формула для определения сопротивления сдвигу устанавливается из условия равновесия: сумма моментов относительно оси крыльчатки равна нулю, отсюда:

$$M_{кр} = M_{бок} + 2M_{осн}, \quad (5.39)$$

где $M_{бок}$ - момент за счет максимальных касательных напряжений на боковой поверхности цилиндра, срезаемого лопастями крыльчатки; $M_{осн}$ - то же на основании цилиндра - круге.

Принимая распределение касательных напряжений равномерным и равным сопротивлению сдвига, т.е. $\tau_{max} = \tau_{сдв} = \tau$, получаем:

$$\begin{aligned} M_{бок} &= \pi d^2 h \tau / 2; \\ M_{осн} &= \pi d^3 h \tau / 12. \end{aligned} \quad (5.40)$$

Подставляя эти формулы в (5.40) и разрешая полученное уравнение относительно τ , имеем:

$$\tau = \frac{2M_{кр}}{\pi d^2 h (1 + d/3h)}. \quad (5.41)$$

Используются также крыльчатки других очертаний - ромбические, треугольные. Для них формулы типа (5.41) устанавливаются аналогично.

Рассмотрим теперь зависимость $\alpha = f(M_{кр})$, характеризующую процесс испытания (рис. 5.29).

Сравнивая график на этом рисунке с графиком на рисунке 5.24, можно отметить аналогию: момент $M_{кр}$ соответствует нагрузке на штамп F_v , а угол поворота крыльчатки α – осадке штампа s . До некоторой степени подобны и сами зависимости, в особенности их начальные участки – они в обоих случаях приблизительно линейные.

После достижения момента максимального значения M_{max} идет его спад, а при дальнейшем вращении крыльчатки он стабилизируется на некотором значении M_{min} . Отношение моментов M_{max}/M_{min} характеризует степень выраженности структурных связей в грунте.

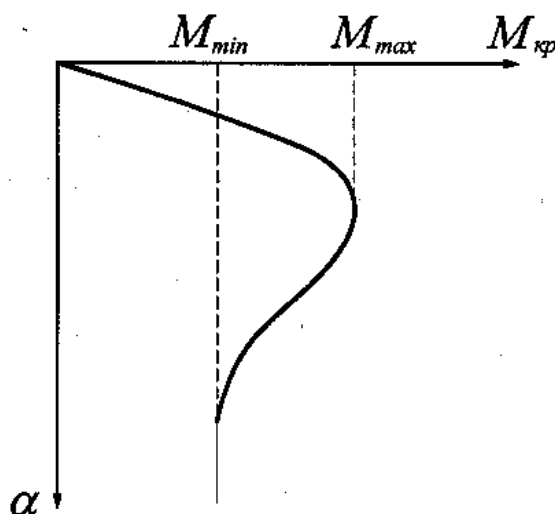


Рисунок 5.29 – График зависимости $\alpha = f(M_{кр})$ по результатам испытания крыльчаткой

Очевидно, для текучего бесструктурного грунта, подобного вязкой жидкости, указанное отношение будет равно единице и такую «структурную прочность» можно характеризовать как нулевую. Для этого случая показатель структурной прочности должен быть равен нулю, а при максимальной ее выраженности – единице.

Исходя из этого, его целесообразно определить по формуле:

$$k_2 = \frac{M_{max} - M_{min}}{M_{max}} = 1 - \frac{M_{min}}{M_{max}}. \quad (5.47)$$

Тогда можно использовать классификацию, характеризуя прочность структурных связей как низкую при $0 < k_2 < 0,5$, высокую при $k_2 > 0,8$ и среднюю при $0,5 \leq k_2 \leq 0,8$.

Для вращательного среза характерна тенденция к расширению области его применимости по виду грунтов и режиму испытаний. Имеются предложения по интерпретации результатов испытания для невязких и уплотняющихся пылевато-глинистых грунтов с оценкой их прочностных и деформационных характеристик. Так, предложено начальный участок зависимости $\alpha = f(M_{кр})$ на рисунке 5.29 рассматривать как результат уплотнения грунта лопастями крыльчатки, необходимого для мобилизации сопротивления сдвигу на поверхности срезаемого далее объема.

Тогда общий вид расчетной формулы для модуля деформации можно получить по аналогии с формулой (5.34) для модуля деформации по штампу. Заменяя Δp на $\Delta M_{кр}$, Δs на $\Delta \alpha$ и вводя в знаменатель d^3 по соображениям размерности, имеем:

$$E = (K_{v, d/h} / d^3) \cdot (\Delta M_{кр} / \Delta \alpha), \quad (5.43)$$

где $K_{v, d/h}$ – коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона и отношения d/h размеров лопастей.

Формулы такого типа дают заниженные значения модуля деформации по сравнению со штамповыми испытаниями.

ГЛАВА 6

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТАХ

6.1 Значение вопроса и основные положения

Напряжения в грунтовых массивах возникают под воздействием внутренних и внешних сил, а также в результате протекающих в грунте физических и химических процессов.

Знание напряжений в грунтовых массивах необходимо для решения таких инженерных задач:

- определения деформаций оснований и фундаментов;
- оценки прочности и устойчивости оснований;
- определения грунта давления на ограждения;
- определения реактивных давлений по подошве фундаментов (эти данные необходимы для расчета конструкций фундаментов).

Поля напряжений в грунтовых основаниях имеют сложный вид. Однако они могут быть построены методом *суперпозиции* полей напряжений, соответствующих более простым случаям.

В настоящее время различают такие виды напряжений в грунтовом основании.

1. Напряжения в основаниях от собственного веса грунта и неограниченной в плане распределенной нагрузки.

2. Напряжения в грунтовых основаниях от местной нагрузки в условиях пространственной задачи.

3. Напряжения в грунтовых основаниях от местной нагрузки в условиях плоской задачи.

4. Контактные напряжения.

Проблемы распределения напряжений в грунтовом массиве рассматриваются в фазе его уплотнения, которая, являясь стадией его напряженно-деформированного состояния, представляет наибольший интерес для практики в силу того, что при реальном проектировании напряжения в грунтовом массиве ограничиваются величиной, незначительно превышающей начальное критическое давление. Важнейшим следствием принципа линейной деформируемости является правомерность использования для анализа НДС грунтового массива аппарата теории упругости. При этом в указанном анализе *модуль упругости* заменяется *модулем деформации*, комплексно учитывающим развитие как упругих, так и пластических деформаций грунта. П. А. Миняевым, Н. П. Пузыревским, Н. М. Герсевановым и др. была обоснована возможность использования для определения напряжений в грунтах решений теории упругости, полученных в конце XIX – начале XX в.

Необходимыми условиями для этого считались однократность загрузки, ограниченность действующей нагрузки пределами закономерности уплотнения, т.е. при соблюдении принципа линейной деформируемости грунтов.

Модель грунта как линейно-деформируемой среды позволила рассматривать и решать любые задачи определения *напряженно-деформируемого состояния* массива грунта. Сопоставление результатов расчета *по теории линейно-деформируемой среды* (ТЛДС) с данными экспериментов и натурными замерами в общем подтвердило правомерность применения ТЛДС, хотя в ряде случаев отмечались существенные количественные расхождения.

В общем случае задача о распределении напряжений в грунтовом массиве при заданных краевых условиях может быть сведена к решению дифференциальных уравнений равновесия, дополненных уравнениями совместности деформаций и физическими уравнениями в форме закона Гука. Такие задачи, как правило, решаются численными методами, так как получение для них замкнутых аналитических решений является весьма проблематичным. По этой причине представляют особый практический интерес аналитические решения, полученные с использованием только уравнений равновесия на основании упрощающих гипотез. К таким решениям относится широко известные в механике грунтов задачи Буссинеска (о распределении напряжений в упругом полупространстве) и Фламана (о распределении напряжений в полуплоскости), а также их приложения. При этом следует помнить, что полупространством называют часть бесконечного (трехмерного) пространства, отсеченного бесконечной плоскостью; полуплоскостью называют часть бесконечной плоскости, отсеченной бесконечной линией (границей).

Отметим, что рассматриваемые решения относятся к стабилизированному (установившемуся) состоянию грунта, когда все процессы в нем, вызванные внешней нагрузкой (уплотнение, отжатие воды), закончились. Далее, напряжения от внешней нагрузки накладываются на некоторое природное напряженное состояние, характеристика которого является сложной самостоятельной задачей. Обычно считают его напряженным состоянием от собственного веса грунта. Полные напряжения получают суммированием природных и дополнительных напряжений. Вообще применение принципа суперпозиции (сложения) или независимости действия сил есть следствие использования решений линейной теории упругости.

Пусть по подошве фундамента с размерами $b \times l$ действует давление P , определяющее в каждой точке основания некоторое НДС. Из сопротивления материалов известно, что в прямоугольной системе координат XYZ напряженное состояние в точке характеризуется симметричным тензором напряжений с матрицей:

$$T_H = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{vmatrix}. \quad (6.1)$$

В силу симметрии тензора относительно главной диагонали он включает шесть напряжений – три нормальных $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ и три касательных $\tau_{xy} = \tau_{yx}; \tau_{xz} = \tau_{zx}; \tau_{yz} = \tau_{zy}$, или три главных напряжения $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$.

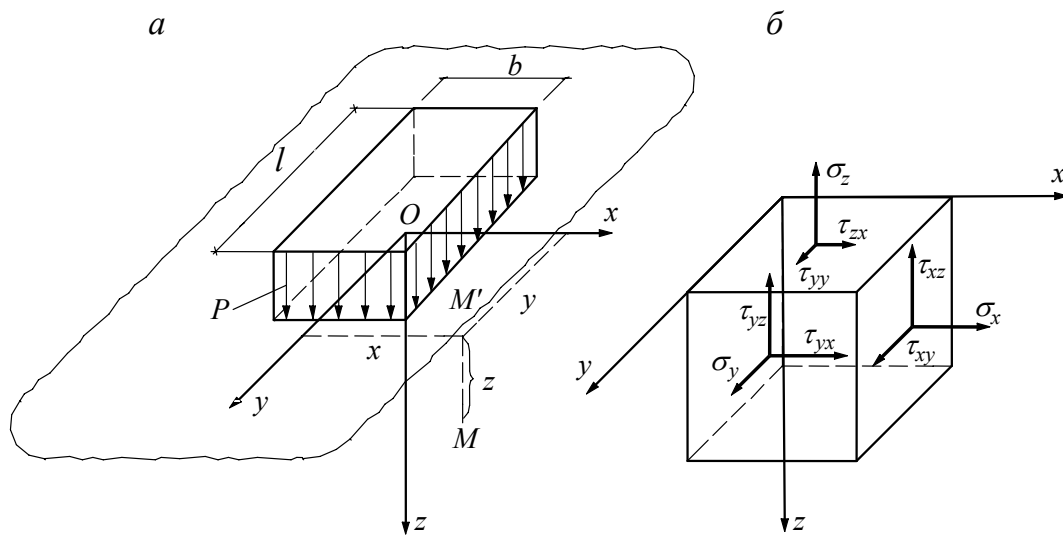


Рисунок 6.1 – Схема действия местной равномерно распределенной нагрузки (а) и компоненты тензора напряжений в точке M (б)

Напряжения в точке M будут зависеть от величины и формы загруженной площадки (т.е. подошвы фундамента), величины и характера распределения нагрузки, координат рассматриваемой точки и в общем случае также от деформативных свойств и сложения грунтов основания.

Нагрузки от фундаментов сооружений чаще всего сжимающие, хотя могут быть также сдвигающими (покрытия дорог, подпорные сооружения) и растягивающими – для анкеров и анкерных фундаментов.

Наиболее простым является случай действия вертикальной сосредоточенной нагрузки в точке. Эту схему следует рассматривать как идеализацию положения, когда площадь подошвы передающего нагрузку фундамента мала и соответственно мала ширина подошвы по сравнению с расстоянием до точки, в которой определяется напряжение ($R > b$, рис. 6.2).

Показанные на рисунке 6.1, 6.2 случаи относятся к пространственной задаче, когда рассеивание напряжений и деформации происходят во всех направлениях. Ситуация упрощается для плоской задачи, когда действие сил

$\sum F_v$ рассматривается в одной плоскости XOZ , поскольку в направлении оси OY деформация отсутствует, а напряжение постоянно и напряженное состояние можно характеризовать тремя напряжениями σ_x, σ_z, τ или двумя главными σ_1, σ_3 .

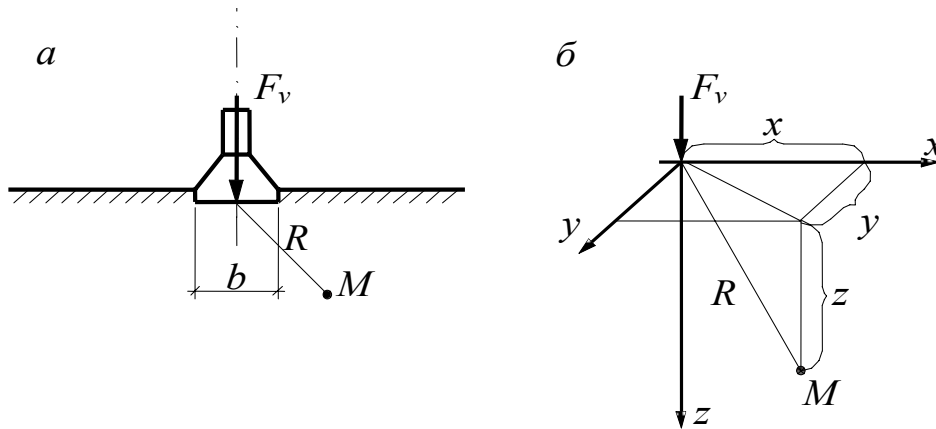


Рисунок 6.2 – Замена фундамента с малой площадью подошвы сосредоточенной нагрузкой (а) и расчетная схема (б)

В условиях плоской задачи работают ленточные фундаменты и их основания при значительной длине ($l/b > 10$), насыпи земляного полотна дорог, подпорные стены.

Схеме на рисунке 6.2 б для условий плоской задачи соответствует сила, непрерывно распределенная вдоль оси OY . Это так называемая погонная нагрузка, измеряемая в кН/м.

Обычно рассмотрение НДС проводится от поверхности грунта или подошвы фундамента ($z = 0$), поэтому указанные выше случаи характеризуются как "упругое полупространство" и "упругая полуплоскость".

По существу самой нагрузки важно различать две ситуации:

1. Загруженная площадка представляет собой участок поверхности грунта или дна котлована. Нагрузка может создаваться весом грунта, строительных материалов и изделий, насыпных грузов. Она непосредственно рассчитывается по размерам и удельным весам грузов, может иметь сложный характер распределения на площадке также сложной формы (рис. 6.3). Во всех показанных на рисунке 6.3 случаях нагрузка не изменяется по мере сжатия основания, следуя за чашеобразно оседающей поверхностью площадки.

Нагрузка передается грунту подошвой или гранью фундамента или другой подземной конструкции. Здесь положение сложнее, так как распределение давления по подошве фундамента неизвестно и должно устанавливаться рассмотрением взаимодействия фундамента с основанием, а в общем случае – подземной конструкции с массивом грунта. Ясно, что из условия равновесия реактивные напряжения должны уравновешивать нагрузку (рис. 6.4, а):

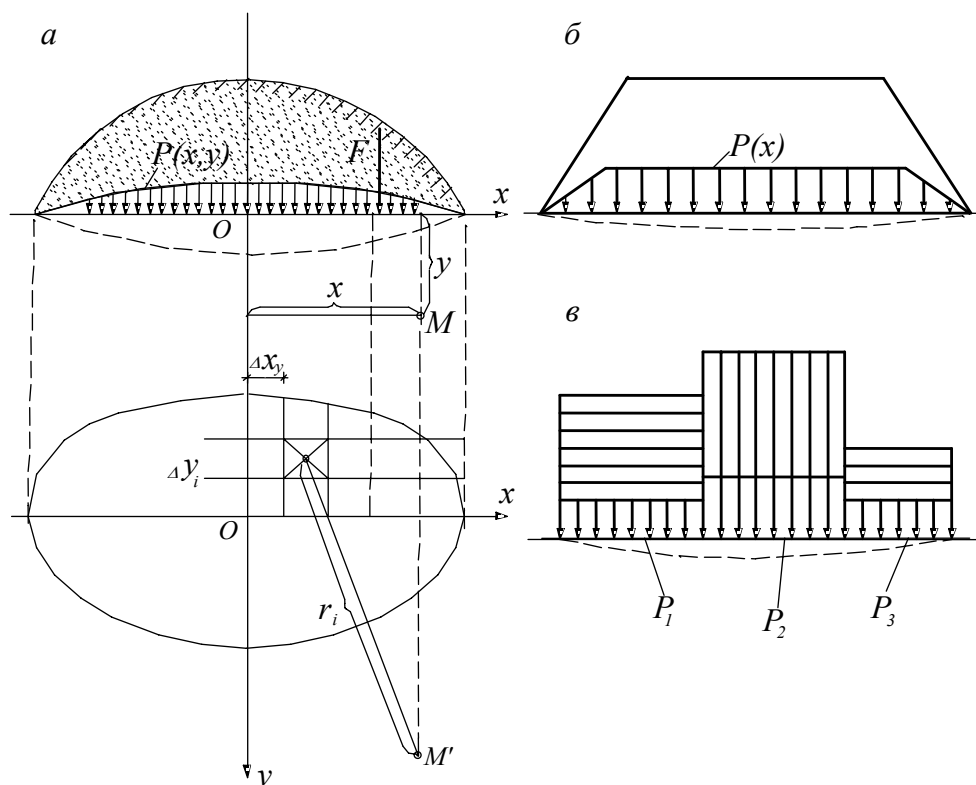


Рисунок 6.3 – Непосредственное нагружение площадок:

a – насыпным грузом; *б* – насыпью земляного полотна дороги; *в* – блоками, плитами, панелями

$$\int p(x) = F_v. \quad (6.2)$$

При определении напряжений в основании эпюра $P(x)$ должна быть принята в качестве действующей нагрузки. Нужно еще учесть, что на уровне подошвы фундамента ранее действовали (а за его пределами будут действовать) напряжения от веса грунта в пределах глубины заложения фундамента. Поэтому расчетная схема для определения напряжений в основании представляется в виде, приведенном на рисунке 6.4 б. Но, как будет показано далее, действительные эпюры контактных напряжений сложные. С другой стороны, начиная с некоторой глубины, их вид при условии статической эквивалентности (6.2) уже мало влияет на напряжения в грунте (принцип Сен-Венана). Поэтому эпюры контактных напряжений заменяют эквивалентными прямоугольными или трапецеидальными при внецентренном приложении нагрузки.

Далее полученную расчетную схему можно получить суперпозицией (сложением) двух и более простых: равномерно распределенной q от веса грунта в пределах глубины заложения d и нагрузки $(P_c - q)$ в пределах подошвы фундамента (рис. 6.4 з). Таким образом, мы приходим к схеме равномерно распределенной местной нагрузки, показанной ранее (см. рис. 6.1), а также аналогичной для плоской деформации.

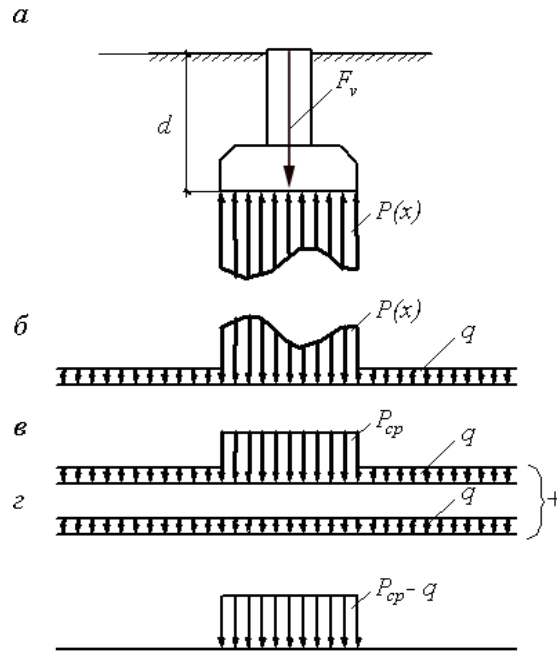


Рисунок 6.4 – Схемы к действию нагрузок на основание фундамента

Для полной характеристики напряженного состояния в точке должны указываться все компоненты тензора (6.1). При решении частных задач могут использоваться некоторые из них. Например, для суждения о близости напряженного состояния к предельному нужно знать главные напряжения, или, если задано положение площадки, нормальные и касательные напряжения на ней. Многие способы расчета осадок фундаментов учитывают действие только вертикального сжимающего напряжения σ_z , которое действительно является определяющим, хотя другие компоненты напряжений также оказывают некоторое влияние. Поэтому далее приводятся формулы и таблицы или графики для наиболее часто встречающихся на практике условий нагружения и компонентов напряжений.

6.2 Определение напряжений от действия вертикальной сосредоточенной нагрузки

6.2.1 Упругое полупространство

Данная задача (см. рис. 6.2) была решена Ж. Буссинеском в 1885 г. и ее решение позволяет определить все компоненты напряжений и деформаций в любой точке полупространства.

Вообще определение напряжений и перемещений в грунтовых массивах выполняют в такой последовательности:

- находят решение соответствующей рассматриваемой расчетной схеме основания т.н. *фундаментальной задачи*;
- с использованием *принципа суперпозиции* определяют напряженно-деформированное состояние основания при любой конфигурации нагрузки.

Поскольку в рассматриваемом случае нагрузка приложена к поверхности полупространства, фундаментальной является задача Буссинеска о вертикальной сосредоточенной силе, приложенной к верхней границе основания.

Тогда, для горизонтальной площадки имеем:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \frac{3}{2\pi} \frac{F_v \cdot z^3}{R^5}; \\ \tau_{zx} &= \frac{3}{2\pi} \frac{F_v \cdot xz^3}{R^5}; \\ \tau_{zy} &= \frac{3}{2\pi} \frac{F_v \cdot yz^3}{R^5}.\end{aligned}\tag{6.3}$$

Формула для σ_z часто используется в виде:

$$\sigma_z = k \frac{F_v}{z^2},\tag{6.4}$$

где k - численный коэффициент, зависящий только от отношения r/z :

$$k = \frac{3}{2\pi} \left[1 + (r/z)^2 \right]^{-5/2}.\tag{6.5}$$

Обозначения ясны из рисунка 6.2 б. Для точек, находящихся на линии действия силы $r/z = 0$ и $k = 3/2\pi \approx 0,5$.

Из (6.4) видно, что в самой точке приложения силы при $z \rightarrow 0$ $\sigma_z \rightarrow \infty$. Это следствие представления о сосредоточенной силе, приложенной в точке. В действительности, силы всегда приложены на некоторой площадке. Если площадка мала, а сила велика, то давление возрастает так, что линейной зависимости деформаций от напряжений уже не будет, возникает пластическая деформация. Поэтому точка приложения силы является особой точкой с неопределенным напряженным состоянием и определять напряжения по формулам (6.3, 6.4) можно лишь с некоторой глубины, сопоставимой с размерами подошвы фундамента, действие которого заменено сосредоточенной силой.

Если определять напряжения в некоторой точке от *группы сосредоточенных сил* F_{v_i} ($i = 1, 2, \dots, n$), то, найдя для каждой силы по (6.5) коэффициент k_i и применяя принцип суперпозиции, получим:

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n k_i F_{v_i}.\tag{6.6}$$

Этот же прием применяется для приближенного определения

напряжений от нагрузок, произвольно распределенных на площадках сложной формы (см. рис. 6.3а). Для этого загруженную площадь нужно разбить прямоугольной сеткой и распределенную нагрузку в пределах каждого прямоугольника заменить сосредоточенной силой, приложенной в его центре тяжести. Тогда получим совокупность сосредоточенных сил:

$$F_{v_i} = \bar{p}(x, y)_i \Delta x_i \Delta y_i, \quad (6.7)$$

где $\bar{p}(x, y)_i$ - осредненная интенсивность распределенной нагрузки на i -м прямоугольнике.

Далее применяем суммирование по (6.6). Погрешность такого приближенного приема зависит от соотношения размера ячейки разбиения и глубины точки, в которой определяется напряжение. Установлено, что при $z \geq 4 \max(\Delta x, \Delta y)$ погрешность по сравнению с точным решением не превышает 2 %.

При решении практических задач также важно знать осадку основания. Фундаментальное решение Буссинеска в этом случае имеет вид:

$$S = \frac{1 - \nu^2}{\pi \cdot E} \cdot \frac{F_v}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}}. \quad (6.8)$$

Здесь ν - коэффициент Пуассона основания; E - модуль общей деформации;

F_v - сосредоточенная сила; x, y, z - координаты.

Указанным способом могут быть установлены также горизонтальные нормальные и касательные напряжения и перемещения в любой точке основания.

6.2.2 Упругая полуплоскость

Решение теории упругости для этого случая получено Фламаном в 1892 г. для плоского напряженного состояния при условии отсутствия поперечной деформации (плоская деформация). Пусть на поверхности полупространства действует бесконечно протяженная полосовая нагрузка q (кН/м) вдоль координатной оси x единичной ширины (рис. 6.5).

Тогда в сечениях полупространства плоскостями, нормальными к оси x , будем иметь полуплоскости, напряженно-деформированное состояние которых подобно, а деформация по направлению оси x равна нулю. Такое напряженное состояние называется плоской деформацией. Напряжения в точке M полуплоскости с радиусом-вектором R и координатами y, z в соответствии с решением Фламана определяются формулами:

$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi} \frac{z^3}{rR^4}; \quad \sigma_x = \frac{2q}{\pi} \frac{x^2 z}{R^4}; \quad \tau_{xz} = \frac{2q}{\pi} \frac{x z^2}{R^4}, \quad (6.9)$$

где $R^2 = x^2 + z^2$.

При $x=0$ формула для σ_z принимает вид:

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} \frac{q}{z}, \quad (6.10)$$

т.е. вертикальное сжимающее напряжение обратно пропорционально глубине, а не ее квадрату, как в (6.4). Следовательно, в плоской задаче напряжения рассеиваются медленнее, чем в пространственной.

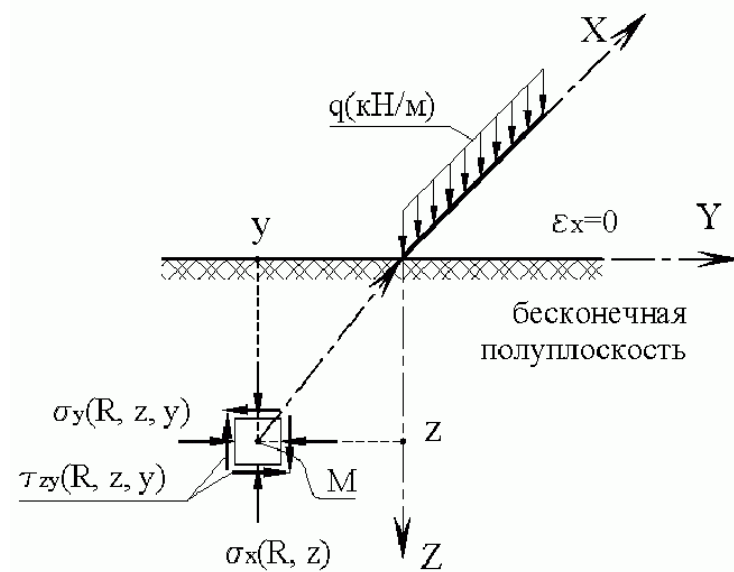


Рисунок 6.5 – Задача о распределении напряжений в грунтовом массиве для упругой полуплоскости

6.3 Напряжения от нагрузки, равномерно распределенной на прямоугольной площадке

Решение для этого наиболее часто встречающегося на практике случая получается на основе решения для сосредоточенной силы. Выделив элементарную площадку с координатами $\xi, \eta, z=0$ со сторонами $d\xi$ и $d\eta$, можно ввести соответствующую ей сосредоточенную силу $dF_v = p d\xi d\eta$ (рис.6.6). Тогда напряжения от нее в произвольной точке основания (x, y, z) можно определить по формулам (6.3). В частности, для "элементарного" напряжения σ_z в точке M :

$$d\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{p d\xi d\eta \cdot z^3}{\left(\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2} \right)^5}. \quad (6.11)$$

Полное напряжение получаем интегрированием по всей загруженной площадке:

$$\sigma_z = \int_A d\sigma_z = \frac{3pz^3}{2\pi} \int_{-a-l/2}^a \int_{-l/2}^{l/2} \frac{d\xi \cdot d\eta}{\left[(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2\right]^{5/2}}. \quad (6.12)$$

Интегрирование упрощается для точек основания, находящихся на центральной вертикали ($x = \pm a$; $y = \pm l/2$).

Полученные при этом формулы представляются в виде:

$$\sigma_{z_o} = \alpha_o \cdot p; \quad \sigma_{z_y} = \alpha_y \cdot p, \quad (6.13)$$

где α_o и α_y - коэффициенты влияния, зависящие от глубины z точки, в которой определяется напряжение, и от формы площадки.

Указанные определяющие факторы выражаются в безразмерном виде:

$$m = \frac{z}{a} = \frac{2z}{b}; \quad n = \frac{l}{b}.$$

Фактически коэффициенты α_o и α_y взаимосвязаны. Это очевидно из того, что точки на центральной вертикали являются в то же время угловыми точками для четырех площадок со сторонами $l/2, a$ (рис. 6.8). Поэтому напряжение σ_{z_o} от нагрузки на большой площадке со сторонами l, b равно сумме четырех напряжений σ_{z_y} от той же нагрузки на малых площадках со сторонами $l/2$ и $a = b/2$ каждая. В связи с этим, на практике используется одна таблица коэффициента влияния α (табл. 6.1).

При определении α_o входом в таблицу является $m = 2z/b$, а при определении α_y принимается $m = z/b$, причем найденное значение следует поделить на 4, т.е.:

$$\alpha_o(z) = 4\alpha_y(2z).$$

Для определения напряжений в точках основания, не лежащих на указанных пяти вертикалях, вместо интегрирования (6.11) используют *метод угловых точек*. Он основан на таком разбиении загруженной площадки (с возможной ее достройкой), чтобы рассматриваемая точка стала угловой при последующем сложении напряжений от действия нагрузки на каждой площадке (действительной или фиктивной) с учетом ее размеров. Таким образом, здесь также используется принцип суперпозиции. При этом значения коэффициентов α_y берут из таблицы 6.1 по указанному выше

правилу.

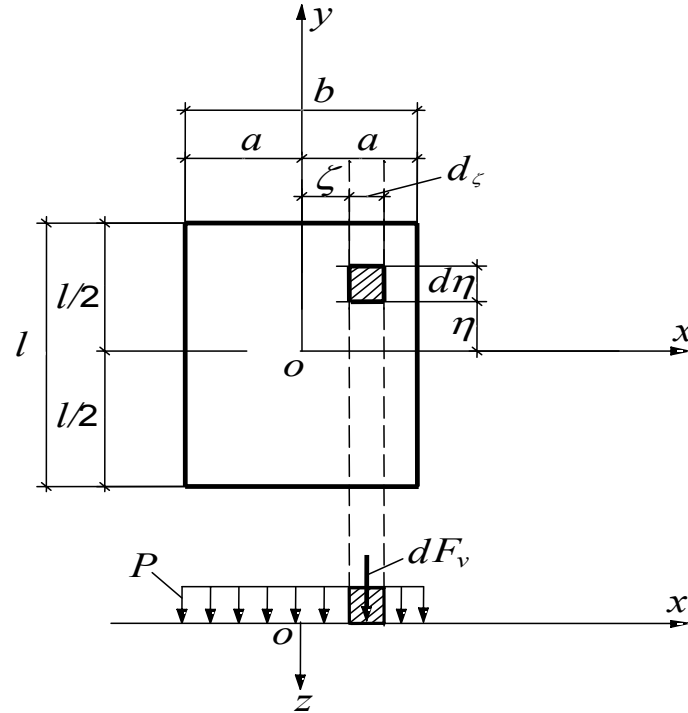


Рисунок 6.8 – Схема действия нагрузки, равномерно распределенной на прямоугольной площадке

На рисунке 6.9 иллюстрируются три возможных случая, когда проекция M' рассматриваемой точки основания M на поверхность попадает на сторону загруженной площадки (a), внутрь (b) и вне ее ($в$).

Для первого случая, определяя по таблице 6.1 значения:

$$\alpha_{y_1} = f\left(\frac{z}{b_1}, \frac{l_1}{b_1}\right) \text{ и } \alpha_{y_2} = f\left(\frac{z}{b_2}, \frac{l_2}{b_2}\right), \text{ имеем } \sigma_{z_M} = (\alpha_{y_1} + \alpha_{y_2})p.$$

Для второго случая разбиение дает четыре площадки, тогда соответственно получаем:

$$\sigma_{z_M} = (\alpha_{y_1} + \alpha_{y_2} + \alpha_{y_3} + \alpha_{y_4})p = p \sum_{i=1}^4 \alpha_{y_i}, \quad (6.13)$$

В третьем случае, когда проекция точки оказывается вне загруженной площадки, используется представление о фиктивной нагрузке, действующей на достроенных площадках, которые здесь удобнее охарактеризовать буквами (рис. 6.9в): 1 - $M'EKG$; 2 - $M'EAK$; 3 - $M'FGK$; 4 - $M'FDG$.

Для всех площадок точка M и ее проекция M' - угловые, следовательно:

$$\sigma_{z_M} = (\alpha_{y_1} + \alpha_{y_2} - \alpha_{y_3} - \alpha_{y_4})p. \quad (6.14)$$

Таблица 6.1 – Значения коэффициента α

$m = \frac{2z}{b}$	Круг	Прямоугольник с соотношением сторон $\eta = l/b$						
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	≥ 10 ленточный ф-т
0	1	1	1	1	1	1	1	1
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
10	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
12	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

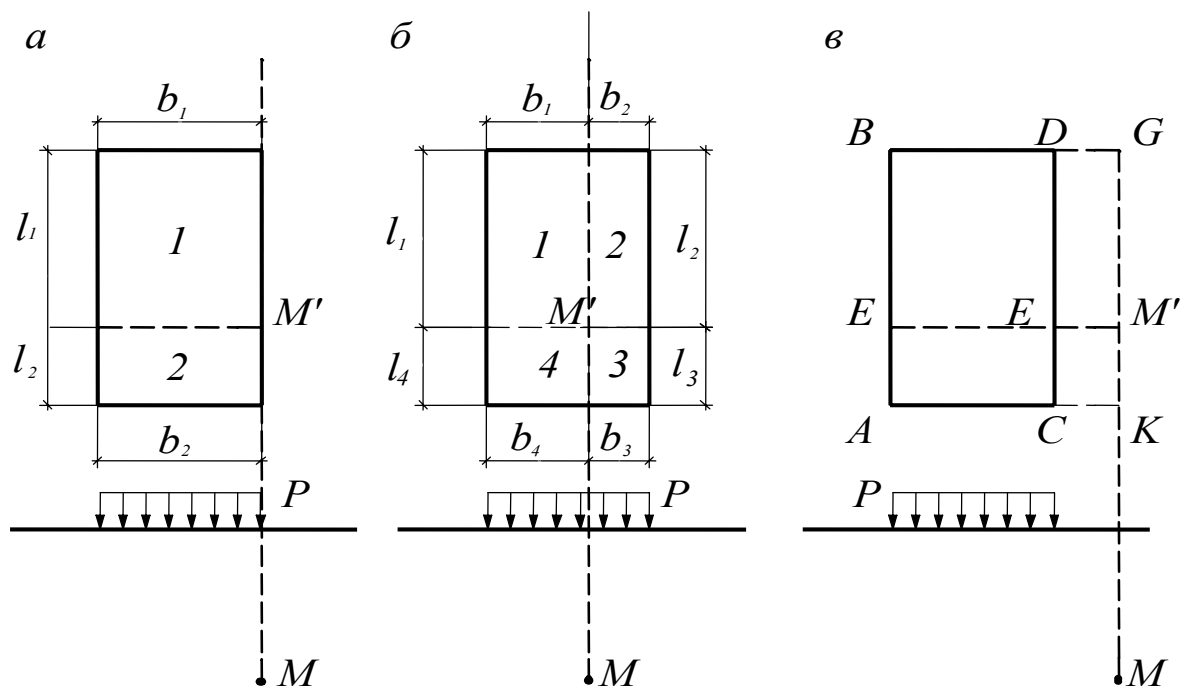


Рисунок 6.9 – Схема к использованию метода угловых точек

Для всех площадок точка M и ее проекция M' - угловые, поэтому:

$$\sigma_{z_M} = (\alpha_{y_1} + \alpha_{y_2} - \alpha_{y_3} - \alpha_{y_4}) p, \quad (6.15)$$

т.е. во всех случаях имеем алгебраическую сумму α_{y_i} .

Способом угловых точек удобно пользоваться при анализе взаимного влияния близко расположенных фундаментов.

В таблице 6.1 приведены также коэффициенты для круговой площадки при определении напряжений под ее центром. Здесь $m = \frac{z}{r}$, где r - радиус площадки. Если площадка имеет форму правильного многоугольника, принимается $= \sqrt{A/\pi}$.

Значения коэффициента влияния для определения напряжения σ_z в любой точке основания кругового фундамента диаметром подошвы $2a$ приведены в таблице 6.2. Она используется также при кольцевых фундаментах. Коэффициент влияния в этом случае определяется как разность табличных коэффициентов для двух круглых фундаментов с соответствующими радиусами a_1 и a_2 .

Таблица 6.2 – Значения коэффициента влияния α для определения напряжений в основании круговых равномерно нагруженных фундаментов

$m = \frac{z}{r}$	α при r/a										
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
0	1	1	1	1	1	1/0	0	0	0	0	0
0,2	0,99	0,99	0,99	0,97	0,89	0,47	0,08	0,02	0,10	0	0
0,4	0,95	0,94	0,92	0,86	0,71	0,44	0,18	0,06	0,03	0,01	0,01
0,6	0,86	0,85	0,81	0,73	0,59	0,40	0,22	0,11	0,06	0,03	0,02
0,8	0,76	0,74	0,70	0,62	0,50	0,37	0,24	0,14	0,08	0,05	0,03
1	0,65	0,63	0,60	0,52	0,43	0,33	0,24	0,16	0,10	0,06	0,04
1,4	0,46	0,45	0,42	0,38	0,33	0,27	0,21	0,16	0,12	0,09	0,06
1,8	0,33	0,33	0,31	0,28	0,25	0,22	0,18	0,15	0,12	0,09	0,07
2,2	0,25	0,24	0,23	0,22	0,20	0,18	0,15	0,13	0,11	0,09	0,07
2,6	0,18	0,18	0,18	0,17	0,16	0,14	0,13	0,11	0,10	0,08	0,07
3	0,15	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,06
3,5	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06
4	0,08	0,08	0,08	0,08	0,07	0,07	0,07	0,06	0,06	0,05	0,05
5	0,06	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,04	0,04
6	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03

6.4 Напряжения от полосовой равномерно распределенной нагрузки (плоская задача)

Решение для этого практически важного случая получается аналогично рассмотренному, с введением элементарной сосредоточенной силы

$dF_v = p d\xi$, заменяющей распределенную нагрузку на бесконечно малом участке $d\xi$, взятом на расстоянии ξ от начала координат (рис.6.10). Далее используется формула (6.8) с интегрированием от $-a$ до a . Например, для вертикального напряжения $d\sigma_z$ в точке M с координатами (x, z) от нагрузки dF_v имеем:

$$d\sigma_z = \frac{2}{\pi} \frac{p z^3 d\xi}{[(x - \xi)^2 + z^2]^2}. \quad (6.16)$$

Тогда общее напряжение в точке M равно:

$$\sigma_z = \frac{2 p z^3}{\pi} \int_{-a}^a \frac{d\xi}{[(x - \xi)^2 + z^2]^2}. \quad (6.17)$$

После интегрирования результат представляется в виде (6.13), где коэффициенты влияния будут зависеть только от координат рассматриваемой точки, выраженных в безразмерной форме x/b и z/b :

$$\sigma_z = k_z(x/b, z/b) \cdot p. \quad (6.18)$$

Наглядное представление о характере распределения напряжений дают их изолинии, т.е. кривые, соединяющие точки с одинаковыми напряжениями.

На рисунке 6.11 изображены изолинии напряжений $\sigma_z, \sigma_x, \tau_{xz}$ плоской задачи от распределенной нагрузки p в безразмерных координатах $x/b, z/b$. Значения напряжений указаны в долях от нагрузки p . Как видно из рисунка, изолиния $\sigma_z = 0,1p$ охватывает зону шириной $\approx 4b$ и глубиной $6b$, т.е. вытянута в глубину. Напряжения уменьшаются с глубиной медленнее, чем в пространственной задаче. Для последней при квадратной площадке изолиния $\sigma_z = 0,1p$ захватывает глубину всего около $2b$, что является следствием более интенсивного рассеяния напряжений во всех трех направлениях. Имея изолинии по любому горизонтальному или вертикальному сечению основания, можно построить график изменения напряжений в плане или по глубине. На рисунке 6.11 а справа построена эпюра напряжений σ_z по глубине при $x = 0$, т.е. по оси симметрии. Отметим, что ее можно получить также по предыдущему решению с использованием последнего столбца таблицы 6.1, так как при $l/b \geq 10$ уже приблизительно выполняются условия плоской задачи.

Изолинии горизонтальных напряжений σ_x (распоров, рис. 6.11б), распространяясь на ту же ширину, что изолинии σ_z , в глубину захватывают гораздо меньшую зону: изолиния $\sigma_x = 0,1p$ проходит на глубине до $1,5b$. Изолинии имеют распластанную, седлообразную форму.

Изолинии касательных напряжений (рис. 6.11 в) имеют вид эллипсов, распространяющихся от краев полосы; изолиниями $0,1p$ они захватывают зону $\sim 3b$ шириной и $2b$ в глубину.

Вернемся к рассмотрению напряжений в точках под серединой нагруженной полосы. Из симметрии очевидно, что в этих точках $\tau_{zx} = 0$, так что напряжения σ_z и σ_x - главные, причем $\sigma_z = \sigma_1 > \sigma_x = \sigma_3$.

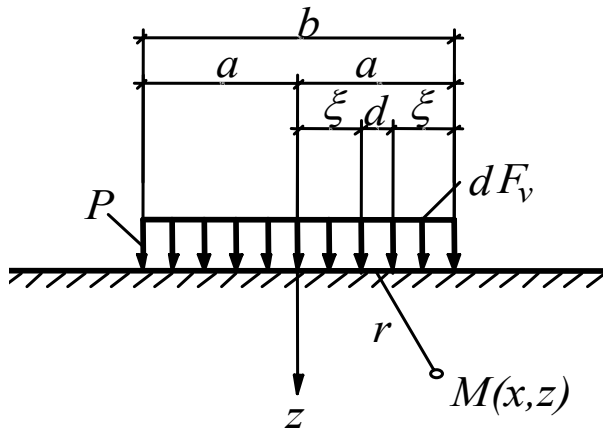


Рисунок 6.10— Схема действия полосовой нагрузки

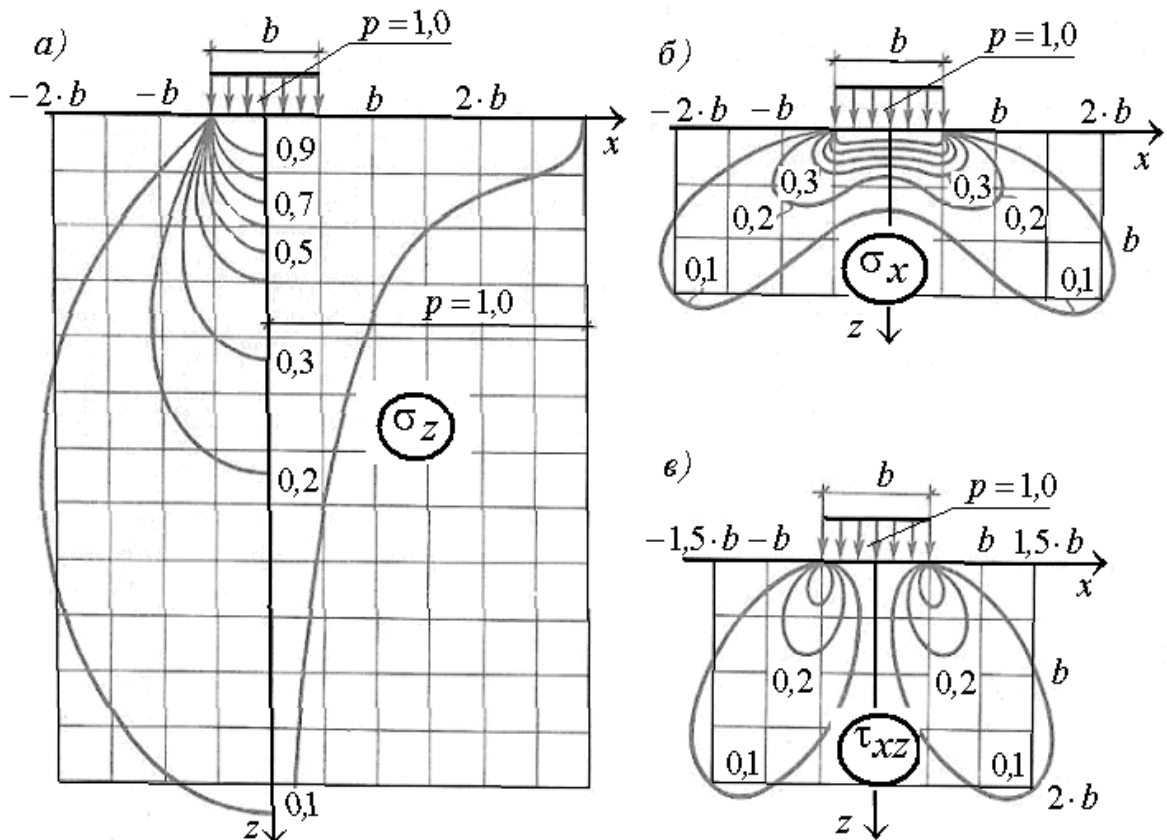


Рисунок 6.11 – Изолинии напряжений от полосовой нагрузки:

σ_z (а), σ_x (б), τ_{xz} (в)

Установлено, что для произвольной точки основания главные напряжения дает следующая формула (решение Митчела):

$$\sigma_{1,3} = \frac{P}{\pi}(2\beta \pm \sin 2\beta), \quad (6.19)$$

где 2β - угол, под которым из рассматриваемой точки видны края загруженной полосы (угол видимости).

Бóльшее главное напряжение σ_1 направлено по биссектрисе угла видимости, σ_2 нормально к нему. Из (6.19) непосредственно усматривается очертание изолиний главных напряжений: это окружности с центром на оси симметрии, проходящие через рассматриваемую точку и края полосы. Угол видимости во всех точках окружности сохраняет свое значение, так как опирается на одну и ту же дугу (или хорду – загруженную полосу). Соответственно для любой точки основания можно построить эллипсы с полуосями, равными главным напряжениям, характеризующие напряженное состояние всей полуплоскости (рис. 6.12).

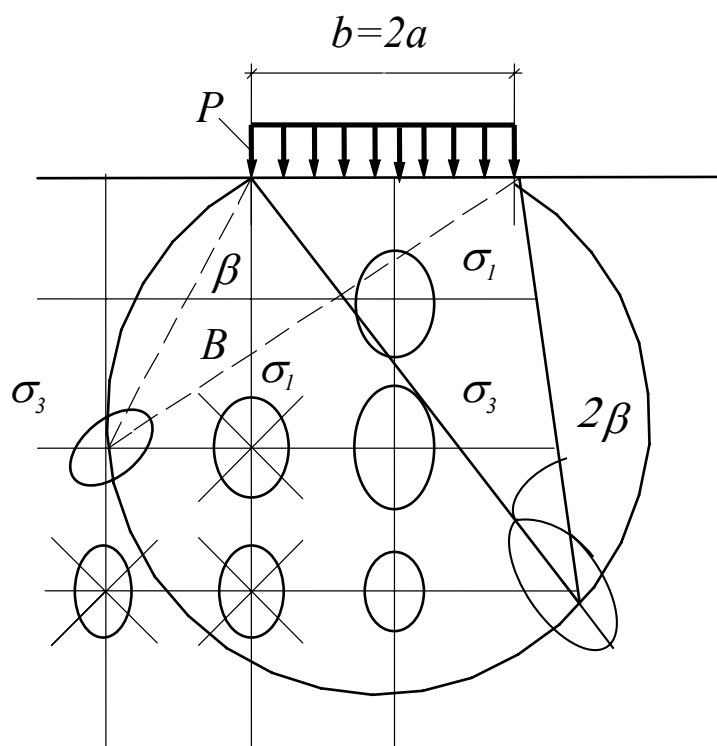


Рисунок 6.12 – Главные напряжения при полосовой нагрузке

6.5 О других решениях и учете влияния различных факторов на НДС грунтового массива

Иногда необходимо определить напряженное состояние основания при действии нагрузок, распределенных более сложным образом – криволинейно

или по трапеции. Криволинейные эпюры обычно заменяют статически эквивалентными трапецидальными, а последние представляют суммой нагрузок, распределенных равномерно и по закону треугольника. Для треугольной нагрузки имеются решения как плоской, так и пространственной задач.

Используются также решения для горизонтальных сосредоточенной и распределенной нагрузок, сосредоточенной нагрузки, действующей внутри полупространства и др. Формулы и таблицы для них можно найти в книгах Н. А. Цытовича, В. А. Флорина, а также в справочной литературе.

Приведенные здесь решения находят наибольшее применение в расчетах оснований. Кроме того, они помогают уяснить условия взаимодействия оснований и сооружений, соседних фундаментов и сооружений. Покажем это на примере влияния формы и размера подошвы фундамента на характер рассеяния напряжений с глубиной.

На рисунке 6.13 показаны три эпюры напряжений, построенные в безразмерных координатах $(\frac{2z}{b}; \frac{\sigma_z}{p})$ для основания под различными фундаментами с давлением p по подошве. Видно, что наиболее интенсивное затухание напряжений происходит для отдельного квадратного фундамента в условиях пространственной задачи. Сравнение эпюр 2 и 3 показывает, что увеличение ширины приводит к более медленному затуханию напряжений. Еще более наглядно этот эффект выявляется с помощью изолиний (изобар) напряжений (рис. 6.14).

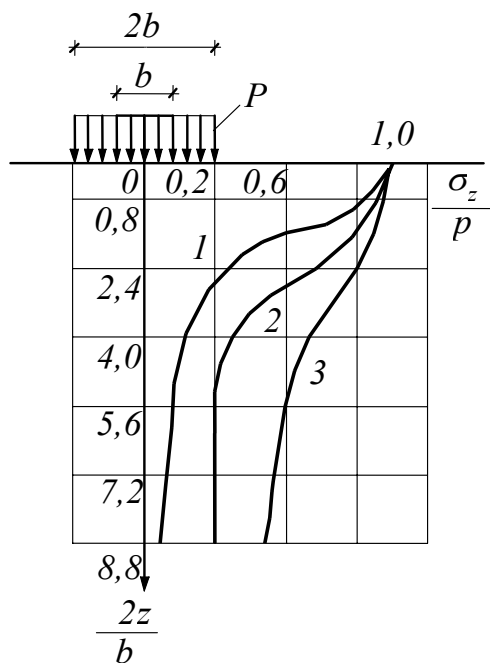


Рисунок 6.13 — Эпюры безразмерных сжимающих напряжений σ_z/p :
1 — квадратный фундамент $b=l$; 2 — ленточный фундамент шириной b ;
3 — то же шириной $2b$

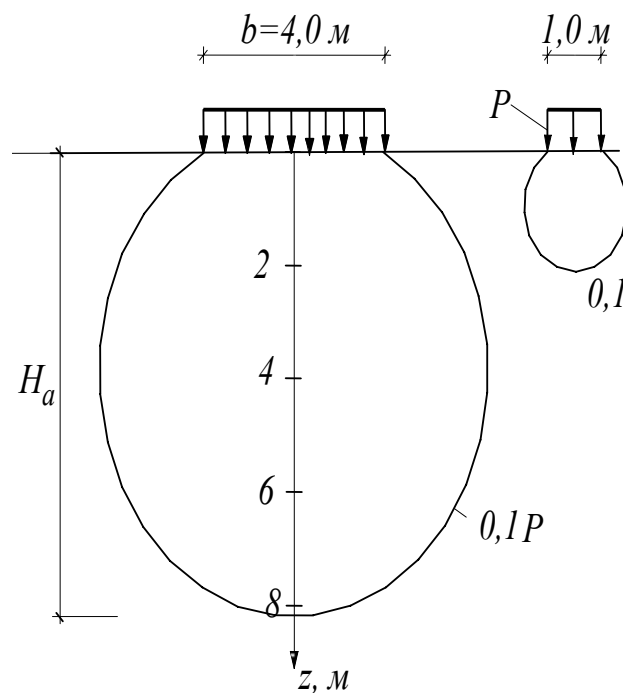


Рисунок 6.14 — Активная зона основания под квадратными фундаментами разных размеров

Считая, что активная зона основания H_a ограничена изобарой $0,1p$, видим, что для квадратного фундамента с шириной подошвы $b = 4 \text{ м}$ $H_a \approx 8 \text{ м}$, тогда как для фундамента с $b = 1 \text{ м}$ она составляет всего 2 м.

Все рассмотренные решения получены для однородной изотропной среды. Грунтовые основания чаще всего неоднородны и анизотропны, причем наиболее характерным (хотя не единственным) типом неоднородности является слоистость.

Тем не менее, исследования и практика расчетов показали, что если грунты по своим деформативным характеристикам отличаются не более чем в 1,5...2 раза, то можно пользоваться приведенными выше решениями для однородной среды.

Если же различие большее, учет его становится необходимым. Здесь следует выделить два случая:

- 1) сжимаемый слой на глубине h подстилается практически несжимаемым грунтом (скальные, полускальные породы, твердая глина и др.);
- 2) несущий слой подстилается значительно более слабым сильносжимаемым грунтом.

Указанные два случая и соответствующие эффекты увеличения (концентрации) напряжений в верхнем слое для первого случая и снижения напряжений для второго по сравнению с случаем однородного основания иллюстрируется на рисунке 6.15 (условия плоской задачи).

Рассматривая сплошные кривые (первый случай), видим, что степень концентрации напряжений сильно зависит от мощности сжимаемого слоя h или глубины до кровли несжимаемого. При $h = b/2$, т.е. когда мощность сжимаемого слоя равна полуширине фундамента, сжимающие напряжения по глубине вообще не уменьшаются.

Число упругих характеристик в самом общем случае анизотропной среды равно 21. При ортотропной среде, когда имеют место три взаимоперпендикулярные плоскости упругой симметрии, выделяются девять независимых констант упругости.

Наиболее простым является случай трансверсальной анизотропии (транстропность), когда по любому направлению в одной плоскости свойства одинаковые, но отличаются от свойств по направлению, нормальному к ней. Этот случай, когда одинаковость имеет место для плоскости напластования, чаще всего применяется к слоистым грунтам. Тогда независимых характеристик остается пять.

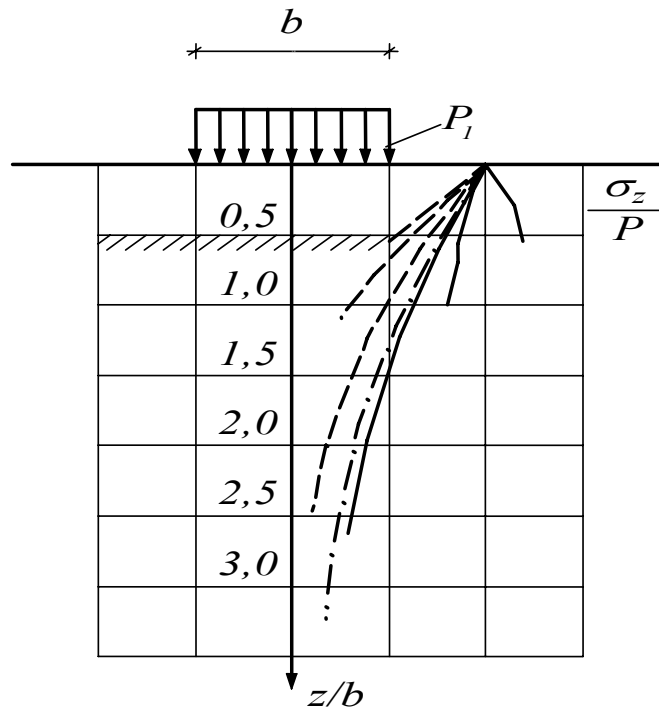


Рисунок 6.15 – Характер концентрации и деконцентрации напряжений при наличии подстилающего слоя на глубинах $z/b = 0,5; 1, 2,5$:

- при жестком подстилающем слое;
- - - - - то же при слабом;
- . - . - . однородное основание

Некоторое представление об эффекте учета анизотропии по сравнению с изотропным грунтом дают упрощенные решения, в которых учитывалась анизотропия только по модулю деформации. По ним получено для вертикальных сжимающих напряжений от сосредоточенной нагрузки:

а) в условиях пространственной задачи:

$$\sigma_{z(a)} = \frac{F_v z^3}{\pi R^5} \frac{1 + K + K^3}{K(1 + K)}, \quad (6.20)$$

б) в условиях плоской задачи:

$$\sigma_{z(a)} = \frac{\sigma_z}{K}, \quad (6.21)$$

где $K = \sqrt{\frac{E_x}{E_z}}$ – характеристика анизотропии по модулю деформации;

σ_z - напряжение по (6.8).

Из (6.20, 6.21) видно, что если $E_z > E_x$ и модуль деформации в направлении действия силы больше, чем в перпендикулярном направлении, то будет происходить концентрация напряжений; при обратном соотношении – уменьшение напряжений.

При $E_z = E_x$ $K = 1$ и приведенные соотношения соответствуют изотропному грунту.

6.6 Распределение напряжений от собственного веса грунта

Собственный вес грунта имеет физический смысл объемной силы. Поэтому под его действием в грунтовом основании обязательно возникают поля напряжений и перемещений. При определении напряжений от собственного веса грунта полагают, что загруженная область в плане имеет неограниченные размеры. Иными словами, в данном случае основание находится *в условиях компрессионного сжатия*. Касательные напряжения равны нулю, т.е. горизонтальные и вертикальные площадки являются главными.

При горизонтальной поверхности грунта сжимающие напряжения от веса грунта увеличиваются с глубиной Z и равны:

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma_z dz; \quad \sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z, \quad (6.22)$$

где γ_z – удельный вес грунта на глубине Z ; ξ – коэффициент бокового давления.

При постоянном, не изменяющемся с глубиной удельном весе $\gamma = const$ вертикальное напряжение по (6.22) равно:

$$\sigma_z = \gamma z. \quad (6.23)$$

Значение коэффициента бокового давления ξ для состояния покоя было установлено раньше (см. 6.19), но вообще он может изменяться в зависимости от различных природных и техногенных факторов. При некоторых условиях в связи с тектоническими движениями участков земной коры, сносом слоев при денудации, воздействиями при уплотнении может оказаться $\xi > 1$. Определять природное напряженное состояние экспериментально очень сложно, поэтому часто принимают, особенно для пластичных глинистых грунтов, $\xi = 1$.

Основное значение при расчете оснований имеют напряжения σ_z по (6.23). Из этой формулы ясно, что для слоистого основания эпюра природных давлений будет представлена ломаной прямой с точками излома на границах слоев (рис. 6.15 а). Например, для кровли третьего слоя напряжения равны:

$$\sigma_z = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2.$$

Уровень подземных вод также играет роль границы слоя (рис. 6.15б), поскольку ниже его следует учитывать в водоносном слое взвешенное действие воды и вводить в расчет значение γ_{sb} , определяемое по формуле:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}.$$

На кровле водоупора имеет место скачок в эпюре величиной $H_w \gamma_w$, где H_w – высота столба воды над водоупором.

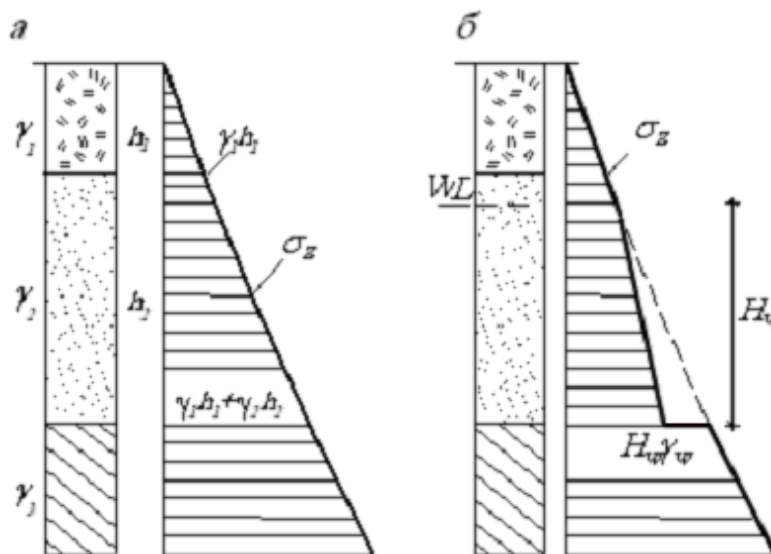


Рисунок 6.15 – Эпюры природных напряжений σ_z в слоистом основании: а – подземные воды в пределах разреза отсутствуют; б – с учетом WL и водоупора

6.7 Определение контактных напряжений

Возникающие при взаимодействии фундаментов и других подземных конструкций с грунтами напряжения называются *контактными*. Учет действительных их значений особенно важен при расчете прочности самих конструкций. Характер распределения контактных напряжений зависит от формы, размеров, жесткости фундамента и деформируемости грунта.

По способности к деформациям различают:

- 1) абсолютно гибкие сооружения, когда они свободно следуют за деформацией основания, насыпи (рис. 6.3);
- 2) абсолютно жесткие сооружения, когда сооружение или фундамент практически не деформируются (массивные фундаменты, дымовые трубы и др.);
- 3) сооружения (фундаменты) конечной жесткости, деформирующиеся совместно с основанием, что вызывает перераспределение контактных напряжений.

По условиям работы большинство как фундаментов, так и сооружений относится к третьей группе.

Рассмотрение взаимодействия конструкции (в том числе фундамента) с основанием включает три этапа с выбором на каждом соответственно:

- модели (расчетной схемы) конструкции;
- модели основания;
- метода решения.

На первом этапе устанавливают тип и условия работы конструкции: абсолютно жесткая или конечной гибкости; работает в условиях плоской или пространственной задачи.

На распределение контактных напряжений сильное влияние оказывает жесткость фундаментов. Для ее определения в настоящее время используется т.н. показатели гибкости, которые определяют в зависимости от расчетной схемы фундамента.

Для фундаментов *балочного типа* показатель гибкости следует определять по формуле:

$$t = 10 \frac{E l^3}{E_k h^3}, \quad (6.24)$$

где E и E_k – модули деформации грунта и материала конструкции;
 l и h – длина и толщина (высота) конструкции.

При $t \leq 1$ конструкция (фундамент) считается абсолютно жесткой; если $t > 10$, то фундамент считают абсолютно гибким; наконец, если $1 \leq t \leq 10$, то говорят, что фундамент имеет конечную жесткость.

Для *плитных фундаментов* показатель гибкости следует определять по формуле:

$$t = \frac{\pi}{8} \cdot \frac{E_o \cdot b \cdot a^2}{(1 - \nu_o^2) \cdot D}, \quad (6.25)$$

где $D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$ – цилиндрическая жесткость плиты;

E и ν – соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона материала плитного фундамента;

E_o и ν_o – то же, основания;

b – ширина подошвы фундамента;

a – ее длина;

h – толщина плиты.

Если $t \leq \frac{4}{\alpha}$, то фундамент считают абсолютно жестким, а если $t > \frac{4}{\alpha}$,

то фундамент считают гибким. Здесь $\alpha = \frac{a}{b}$ – отношение сторон плитного фундамента.

Условия плоской деформации можно считать приближенно выполняющимися при длине опорной площади конструкции, превышающей ее ширину более чем в 3 раза, причем отдельные выделенные полосы должны работать в одинаковых условиях.

Наиболее простой моделью основания, применяемой в расчетах разнообразных конструкций еще с XIX в., является модель местных упругих деформаций Фусса-Винклера, согласно которой реактивное напряжение в каждой точке поверхности контакта прямо пропорционально осадке той же точки:

$$p(x) = K_n \cdot W(x), \quad (6.26)$$

где K_n – коэффициент пропорциональности, часто называемый коэффициентом постели, измеряемый в кПа/м;

Слово "местных" в названии модели указывает на то, что в ней учитываются осадки только под опорной площадью; вне ее деформации отсутствуют, т.е. моделируемое таким образом основание не обладает распределительной способностью – его можно представить совокупностью вертикальных, не связанных друг с другом пружин.

В XX в. была разработана модель общих упругих деформаций, в которой связь нагрузки с перемещениями точек поверхности основания устанавливалась по решениям теории упругости. Например, осадка любой точки поверхности упругого полупространства от сосредоточенной нагрузки (задача Буссинеска) равна:

$$W_{(x,y)} = \frac{F_v (1 - \nu^2)}{\pi E r} = \frac{F_v}{\pi C r}. \quad (6.27)$$

В условиях плоской задачи имеем:

$$W(x) = \frac{F_v}{\pi C} \ln(x - \xi) + D, \quad (6.28)$$

где $C = \frac{E}{1 - \nu^2}$ – коэффициент жесткости основания; ξ – координата точки приложения погонной нагрузки для плоской задачи; D – постоянная интегрирования.

При определении прогибов поверхности от действия распределенных нагрузок выражения (6.27, 6.28) интегрируются по площади загрузки.

Модель общих упругих деформаций учитывает прогибы (осадки) поверхности и за пределами опорной площади.

Разработаны и применяются различные варианты обеих моделей: с двумя коэффициентами постели; коэффициентами, изменяющимися с глубиной; упругого слоя, подстилаемого жестким и др.

Методы решения контактных задач для конструкций конечной жесткости при всем их разнообразии основаны на интегрировании дифференциального уравнения изогнутой оси балки (или срединной плоскости плиты) с учетом связей нагрузки и прогиба по (6.26-6.28) и граничных условий. Установлено, что использование модели Фусса–Винклера дает хорошее совпадение с действительностью при сильносжимаемых грунтах ($E \leq 5 \text{ МПа}$), лессовых просадочных грунтах при наличии подстилающих скальных пород.

Модель общих упругих деформаций дает лучшие результаты при достаточно плотных грунтах основания и при не очень больших опорных площадках.

Для абсолютно жестких фундаментов распределение контактных напряжений можно получить, используя соотношения (6.27, 6.28) с учетом постоянства вертикального перемещения любой точки подошвы загруженного фундамента. Для фундамента с подошвой любой формы площадью A имеем:

- за пределами загруженной площади $p(\xi, \eta) = 0$;
- в пределах подошвы (6.29)

$$\frac{1}{\pi C} \iint_A \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} = W = \text{const}. \quad (6.29)$$

При этом должно выполняться условие равновесия:

$$\iint_A p(\xi, \eta) d\xi d\eta = A p_{cp} = F_v, \quad (6.30)$$

где p_{cp} – среднее давление.

Распределение контактных напряжений, удовлетворяющее условиям (6.29, 6.30), для фундамента с круглой подошвой радиуса a осуществляется по формуле:

$$p(r) = \frac{p_{cp}}{2\sqrt{1 - (r/a)^2}}, \quad (6.31)$$

где r – расстояние от центра подошвы до точки, в которой определяется контактное напряжение.

Аналогично для плоской задачи для фундамента шириной подошвы $2a$ при использовании (6.25) и условий, аналогичных (6.26, 6.27), получаем:

$$p(x) = \frac{2 p_{cp}}{\pi \sqrt{1 - (x/a)^2}}. \quad (6.32)$$

Заметим, что в средней точке подошвы по оси симметрии $p = 0,5 p_{cp}$ для пространственной и $p = \frac{2}{\pi} p_{cp} = 0,64 p_{cp}$ для плоской задачи.

Из (6.31, 6.32) видно, что теоретически эпюра контактных напряжений жестких фундаментов характеризуется бесконечно большими напряжениями по краям подошвы (рис. 6.16 а). В действительности такие напряжения не могут реализоваться из-за ограниченной прочности грунта; при ее достижении произойдут сдвиги – пластические деформации в грунте. Контактные напряжения при этом снизятся и эпюра приобретет седлообразную форму (рис. 6.16 б). На несвязных грунтах при дальнейшем росте нагрузки эпюра может приобрести параболическую и даже колоколообразную форму.

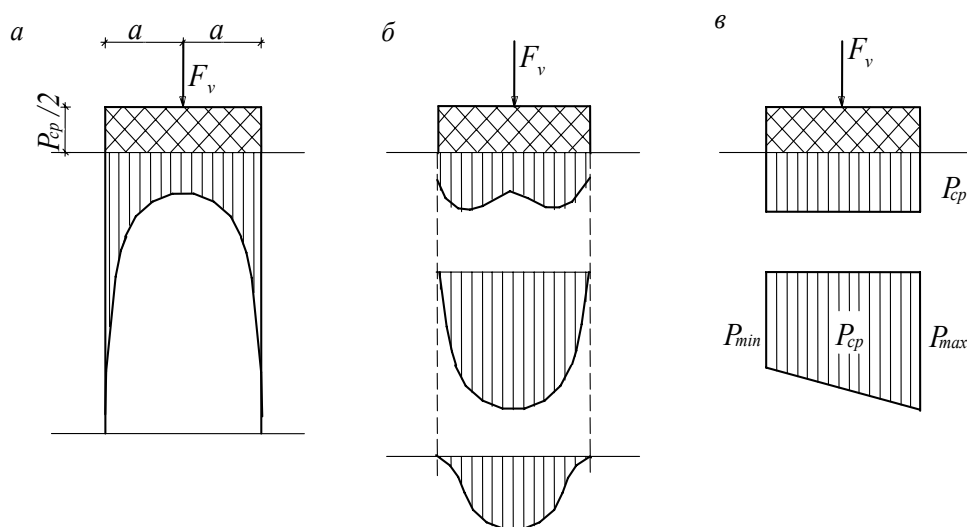


Рисунок 6.16 – Эпюры контактных напряжений для жестких фундаментов:
 а – теоретическая по ТЛДС; б – экспериментальные; в – расчетные

Учитывая сложность эпюр контактных напряжений, при расчетах напряженного состояния оснований и определении общих размеров фундаментов используются статически эквивалентные прямоугольные при центральной и трапецидальные при внецентренной нагрузке эпюры контактных напряжений (рис.6.16, в).

ГЛАВА 7

ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ И РАСЧЕТ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ

7.1 Основные положения

Под действием нагрузки от сооружения в грунтовом основании развиваются упругие и пластичные деформации, которые обуславливают вертикальные и горизонтальные перемещения фундаментов, разницу осадок соседних фундаментов или крены здания (сооружения). При значительном, и особенно, при неравномерном развитии деформаций под сооружением, в конструкциях здания (сооружения) возникает перераспределение усилий. Данный фактор затрудняет нормальную эксплуатацию сооружения и может привести к его частичному либо полному разрушению.

Для жестких фундаментов осадка, равномерная или неравномерная (крен), – единственная форма деформированного состояния основания. Для гибких фундаментов и сложных фундаментных систем неравномерные осадки могут привести к разнообразным формам деформированного состояния конструкций – прогибам, выгибам, перегибам, скручиванию. В любом из этих случаев необходимо определять осадку всего фундамента или осадки в отдельных его точках. Отсюда следует важность расчетов осадок оснований.

Расчет оснований зданий и сооружений по деформациям состоит в ограничении деформаций оснований такими величинами, которые обеспечивают нормальную эксплуатацию инженерных сооружений. Действующий в настоящее время нормативный документ ДБН В.2.1-10-2009 «Основы та фундаменти споруд» требует при проектировании фундаментов обязательного выполнения условия:

$$s \leq s_u, \quad (7.1)$$

где s – совместная деформация основания и сооружения, определенная расчетом; s_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, регламентируемая.

7.1.1 Основные слагаемые осадок оснований фундаментов

По Б. И. Далматову, осадка каждого фундамента может состоять из суммы следующих слагаемых:

$$S = S_{упл} + S_{разупл} + S_{вып} + S_{расстр} + S_{эксpl}, \quad (7.2)$$

где $S_{упл}$ — осадка в результате развития упругих и остаточных деформаций уплотнения грунтов ненарушенной структуры при увеличении

напряжений в основании вследствие нагрузки рассматриваемого фундамента, а также соседних фундаментов и площадей; $S_{разупл}$ — осадка, связанная с разуплотнением верхних слоев грунта, залегающих непосредственно ниже дна котлована, из-за уменьшения в них напряжений при его разработке и снятия гидростатического давления; $S_{вып}$ — осадка в результате выдавливания (выпираания) грунта из-под фундамента в стороны и вверх при развитии зон пластических деформаций; $S_{расстр}$ — осадка расструктурирования, развивающаяся вследствие увеличения сжимаемости грунтов при нарушении их природной структуры во время производства работ; $S_{экспл}$ — осадка, обусловленная изменениями напряженного состояния или деформативности грунта основания в период эксплуатации здания или сооружения.

Как правило, каждое из слагаемых обуславливает неравномерности осадок фундаментов. Эти неравномерности, в основном, зависят от двух основных причин: *неоднородного напряженного состояния грунтов в основании рассматриваемого сооружения и неравномерной сжимаемости грунтов в основании под загруженной площадью*. При этом неравномерность податливости основания — неоднородность основания □ оценивается степенью изменчивости сжимаемости слагающих его грунтов.

Причины возникновения составляющих осадок и процессы, происходящие в грунтах, можно сформировать в виде таблицы 7.1.

В основании фундаментов при повышении давлений развиваются деформации: упругие (обратимые) и остаточные (необратимые). Б. И. Далматов различает упругие деформации как искажения формы и изменения объема, а остаточные — уплотнения, пластические, просадки и набухания.

Осадка фундамента является внешним проявлением упругих и остаточных деформаций и ее величина состоит из суммы осадок в результате упругого деформирования S_y и необратимого уплотнения грунтов основания S_o :

$$S = S_y + S_o. \quad (7.3)$$

По Ю. Ф. Тугаенко, величина упругой части осадки в общем виде может быть выражена следующей зависимостью:

$$S_y = f(p, H_{a,y}, E_y), \quad (7.4)$$

где p — давление по подошве фундамента; $H_{a,y}$ — глубина зоны упругих деформаций; E_y — модуль упругости грунта.

В грунтах оснований, уплотненных нагрузкой, передаваемой подошвой фундамента, упругая часть деформаций состоит из двух составляющих: *мгновенно-упругая* и *вязко-упругая*.

Полную величину остаточной (необратимой) осадки в пределах призмы под площадью подошвы фундамента высотой, равной глубине зоны деформации, составляют деформации уплотнения и бокового расширения.

Величина остаточной осадки зависит от ряда параметров и общем виде может быть выражена следующей функциональной зависимостью:

$$S_o = f(p; p_{str}; H_{a,o}; \varepsilon_n \text{ или } E_n; \nu), \quad (7.5)$$

где p – давление по подошве фундамента; p_{str} – структурная прочность грунта; $H_{a,o}$ – глубина зоны остаточных деформаций; ε_n и E_n – относительная деформация уплотнения и модуль уплотнения – показатели сжимаемости; ν – коэффициент бокового расширения.

7.1.2 Деформации зданий и сооружений вследствие неравномерных осадок их оснований как результат процессов, происходящих в грунтах оснований

Деформации основания в зависимости от причины возникновения подразделяют на:

- деформации грунтов основания от собственного веса вследствие изменения физического состояния или других факторов (просадки, набухания, оседания и др.).
- деформации от внешнего воздействия, которое передается на основания через подошву фундамента;

Приведем основные виды деформаций зданий (по Полищуку А. И.). Здесь в таблице 7.2 показаны характерные деформации здания при изменении грунтовых условий площадок, в таблице 7.3 – характерные деформации здания в зависимости от условий их строительства и эксплуатации.

Таблица 7.1 – Причины возникновения составляющих осадок и процессы, происходящие в грунтах

Название слагаемого общей осадки	Причины развития неравномерной осадки слагаемого общей осадки	Процессы, происходящие в грунтах
1	2	3
Осадку в результате развития упругих и остаточных деформаций уплотнения грунтов ненарушенной структуры при увеличении напряжений в основании вследствие нагрузки рассматриваемого фундамента, а также соседних фундаментов и площадей $S_{упл}$	1. Неоднородность основания: – выклинивание слоев; – линзообразное залегание различных грунтов; – неодинаковая толщина слоев; – различие в плотности сложения грунта (неоднородность самого грунта); – использование слоев разных грунтов под отдельными частями сооружения;	Уменьшение объема пор грунта (уплотнение), искажение формы отдельных частиц или агрегатов грунта (упругие деформации)

Продолжение таблицы 7.1

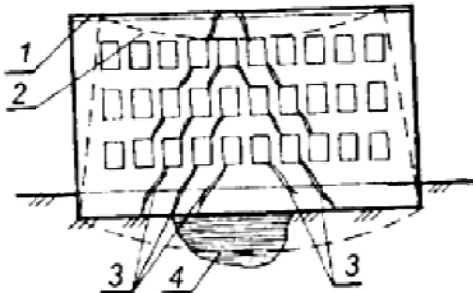
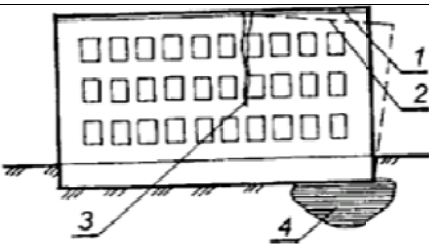
1	2	3
	<p>– неодновременная консолидация грунтов в основании под различными частями сооружения.</p> <p>2. Неоднородность напряженного состояния грунтов в основании:</p> <p>– неодинаковая загрузка фундаментов;</p> <p>– взаимное влияние загрузки соседних фундаментов;</p> <p>– неодновременная загрузка фундаментов.</p>	
Осадка, связанная с разуплотнением верхних слоев грунта, залегающих непосредственно ниже дна котлована, из-за уменьшения их напряжений при его разработке и снятия гидростатического давления $S_{разупл}$	<p>1. Неодинаковое разуплотнение грунтов под центральной частью котлована, чем по его краям и в углах из-за разности напряжений;</p> <p>2. Различная продолжительность разуплотнения грунтов основания под разными фундаментами;</p> <p>3. Неодинаковое поднятие дна котлована вследствие неоднородности основания и неравномерности напряженного состояния грунтов</p>	Упругие деформации искажения формы; остаточные пластические деформации выпора в сторону котлована (при глубоких котлованах)
Осадка в результате выдавливания (выпирания) грунта из-под фундамента в стороны и вверх при развитии зон пластических деформаций $S_{вып}$	<p>1. Неоднородность основания:</p> <p>– выклинивание слоев;</p> <p>– линзообразное залегание различных грунтов;</p> <p>– неодинаковая толщина слоев;</p> <p>– различие в плотности сложения грунта (неоднородность самого грунта);</p> <p>– использование слоев разных грунтов под отдельными частями сооружения;</p> <p>– неодновременная консолидация грунтов в основании под различными частями сооружения</p>	Уплотнение грунтов по сторонам от зон сдвигов

Продолжение таблицы 7.1

1	2	3
	<p>2. Неоднородность напряженного состояния грунтов в основании:</p> <ul style="list-style-type: none"> – неодинаковая загрузка фундаментов; – взаимное влияние загрузки соседних фундаментов; – неодновременная загрузка фундаментов. <p>3. Неодинаковое сопротивление грунта сдвигу в зонах пластических деформаций.</p>	
<p>Осадка расструктурирования, развивающаяся вследствие увеличения сжимаемости грунтов при нарушении их природной структуры во время производства работ</p> <p>$S_{расстр}$</p>	<p>1. Метеорологические воздействия:</p> <ul style="list-style-type: none"> – промерзание – оттаивание; – размягчение – набухание; – высыхание – усадка. <p>2. Воздействие подземных вод и газа:</p> <ul style="list-style-type: none"> – влияние гидростатического давления; – влияние гидродинамического давления; – явление механической суффозии; – явление химической суффозии. <p>3. Динамические воздействия механизмов.</p> <p>4. Ошибки строителей:</p> <ul style="list-style-type: none"> – перебор грунта; – некачественная обратная засыпка грунта; – отрывка глубоких котлованов около ранее возведенных фундаментов, имеющих меньшую глубину заложения; – заблаговременная отрывка котлованов; – затопление котлованов производственными водами 	<p>1. Изменение объема грунта</p> <p>2. Расструктурирование грунтов; вынос частиц грунтов из основания;</p> <p>3. Растворение минералов скелета грунта</p> <p>4. Расструктурирование грунтов</p>

1	2	3
Осадка, обусловленная изменениями напряженного состояния или деформативности грунта основания в период эксплуатации здания или сооружения $S_{\text{эксп}}$	<p>1. Уплотнение грунтов после начала эксплуатации сооружения:</p> <ul style="list-style-type: none"> – незаконченная фильтрационная консолидация и деформации ползучести грунтов; – постепенное увеличение полезной нагрузки до проектной; – увеличение нагрузки сверх проектной <p>2. Изменение положения уровня подземных вод</p> <p>3. Ослабление грунтов основания подземными и котлованными выработками.</p> <p>4. Динамические воздействия на грунты основания</p> <p>5. Активность геодинамических процессов: карст, оползни, землетрясения</p>	<p>1, 2, 3. Уменьшение объема пор грунта</p> <p>4. Снижение прочности грунтов вследствие разрушения связей между частицами, полное разжижение грунтов</p>

Таблица 7.2 – Характерные деформации здания при изменении грунтовых условий площадок

Характеристика деформаций зданий	Обозначения
1	2
Деформации в виде прогиба здания при наличии в основании слабого грунта	
	1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждения конструкций; 4 – слабый грунт (линза, участок дополнительного замачивания и др.)
Деформации в виде перекоса здания при наличии в основании малосжимаемого грунта	
	1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждения конструкций; 4 – слабый грунт (линза, участок дополнительного замачивания)

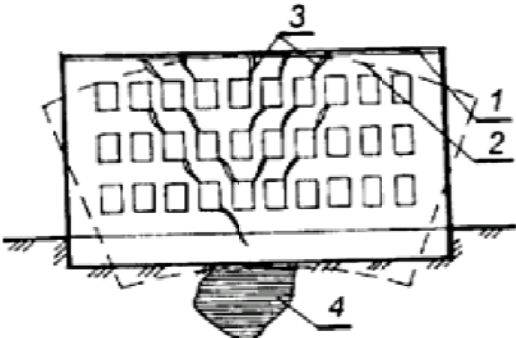
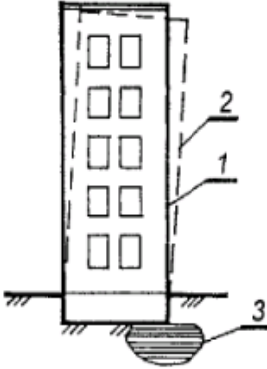
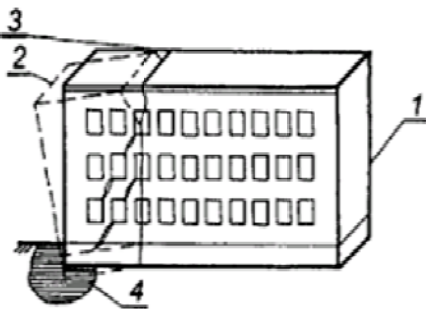
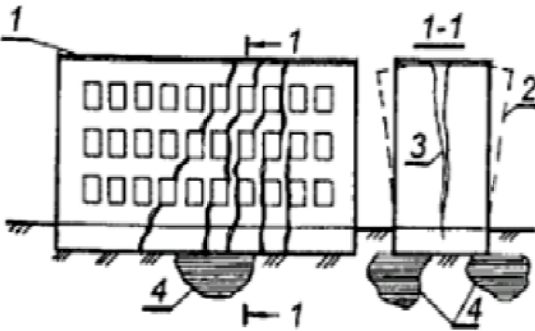
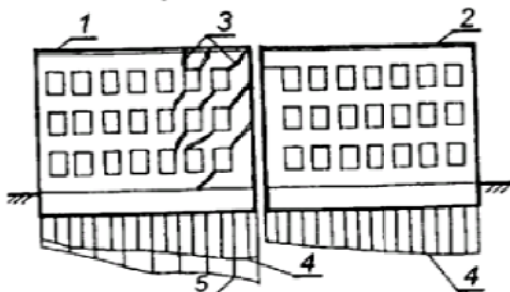
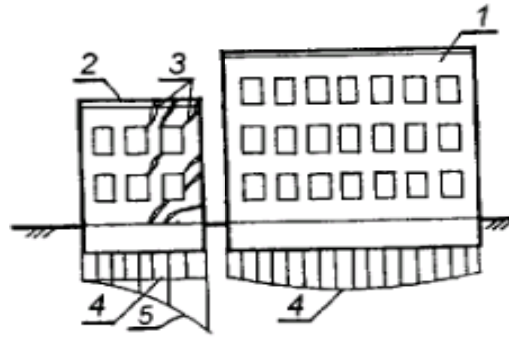
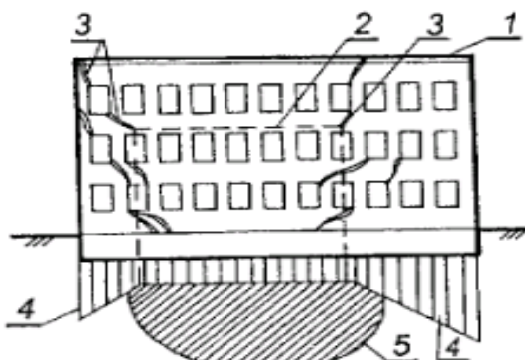
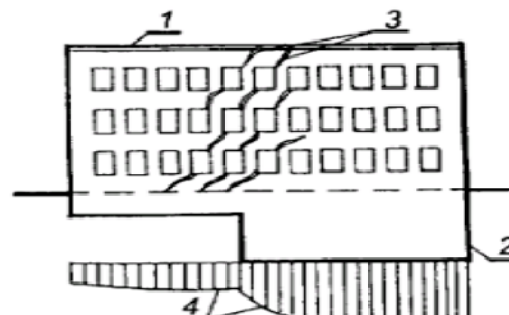
1	2
Деформации в виде выгиба здания при наличии в основании малосжимаемого грунта	
	<p>1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждения конструкций; 4 – малосжимаемый грунт (инородные малосжимаемые включения)</p>
Деформации в виде крена здания при наличии в основании слабого грунта	
	<p>1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – слабый грунт (линза, участок дополнительного замачивания вдоль одной из стен здания и др.)</p>
Деформации в виде кручения здания при аварийном замачивании основания	
	<p>1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждения конструкций; 4 – аварийное замачивание грунтов в угловой части здания</p>
Деформации в виде разлома здания при аварийном замачивании основания	
	<p>1, 2 – соответственно положение здания до и после деформации; 3 – места появления трещин и развития повреждения конструкций; 4 – аварийное замачивание грунтов на различных участках пятна застройки здания</p>

Таблица 7.3 – Характерные деформации здания в зависимости от условий их строительства и эксплуатации

Характеристика деформаций зданий	Причина их появления
1	2
Деформации при возведении зданий в несколько очередей	
	<p><i>Неправильное конструктивное решение фундаментов в месте примыкания зданий. 1, 2 – соответственно здания первой и второй очереди строительства; 3 – места появления трещин и развития повреждения конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов; 5 – эпюра дополнительных осадок фундаментов</i></p>
Деформации при возведении нового здания вблизи существующего	
	<p><i>Неправильное конструктивное решение фундаментов в месте примыкания зданий. 1 – возводимое новое здание; 2 – существующее здание; 3 – места появления трещин и развития повреждения конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов; 5 – эпюра дополнительных осадок фундаментов</i></p>
Деформации при строительстве нового здания на месте снесенного	
	<p><i>Отсутствие предпостроечного уплотнения грунтов основания. Отсутствие конструктивных мероприятий, повышающих жесткость здания. Неправильное конструктивное решение фундаментной части здания. 1 – возводимое новое здание; 2 – существующее ранее старое здание; 3 – места появления трещин и развития повреждения конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов нового здания; 5 – граница зоны уплотненного грунта</i></p>
Деформации при ступенчатом фундаменте здания	
	<p><i>Неправильное конструктивное решение фундаментной части здания. Отсутствие конструктивных мероприятий, повышающих жесткость здания. 1 – возводимое здание; 2 – фундаментальная часть здания; 3 – места появления трещин и развития повреждения конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов</i></p>

1	2
Деформации в виде встречного наклона при строительстве смежных высотных зданий	
	<p><i>Неправильное конструктивное решение фундаментной части зданий</i></p> <p><i>Малое расстояние света между смежными зданиями. 1 – проектное положение смежных высотных зданий; 2 – положение зданий после их наклона (крен), вызванного взаимным влиянием давлений от фундаментов; 3 – границы зоны уплотненного грунта; 4 – зона дополнительного уплотнения основания</i></p>
Деформации при перегрузке пола в складском здании сыпучим материалом	
	<p><i>Превышение временной длительно действующей нагрузки допустимых значений. 1 – проектное положение зданий; 2 – сыпучий материал; 3, 4 – соответственно эпюры осадок фундаментов до и после укладки сыпучего материала; 5 – положение здания после его деформации</i></p>
Деформации при надстройке дополнительных этажей над зданием	
	<p><i>Отсутствие конструктивных мероприятий, повышающих жесткость здания. 1 – существующее здание; 2 – надстройка над существующим зданием; 3 – места появления трещин и развития повреждения конструкций; 4, 5 – соответственно эпюры осадок фундаментов до и после надстройки дополнительных этажей</i></p>
Деформации при устройстве фундаментов под тяжелое оборудование	
	<p><i>Превышение временной длительно действующей нагрузки допустимых значений. 1 – эксплуатируемое здание; дополнительно устанавливаемое тяжелое оборудование; 3 - эпюры осадок фундаментов эксплуатируемого здания; 4 – эпюра осадок фундаментов здания после установки тяжелого оборудования; 5 - граница зоны уплотненного грунта; 6 – положение здания после его деформации</i></p>

Расчет оснований по деформациям в большинстве случаев производят с учетом совместной работы надземных конструкций, которая характеризуется следующими факторами:

- абсолютной осадкой (подъемом) s основания отдельного фундамента;
- средней s и максимальной s_{max} осадкой сооружения;
- относительной неравномерностью осадок (подъемов) двух фундаментов ($\Delta s/L$), здесь L – расстояние между фундаментами;
- креном фундамента (сооружения) i ;
- относительным прогибом или выгибом f/L , L – длина участка выгиба или прогиба;
- кривизной изгибаемого участка сооружения ρ ;
- относительным углом прогиба; закручиванием сооружения θ ;
- горизонтальным перемещением фундамента сооружения u .

Для того, чтобы правильно выбрать и применить методы усиления строительных конструкций и зданий в целом, следует различать дефекты и повреждения в конструкциях, характерные для неравномерных осадок (рис. 7.1). В основном это прогиб, выгиб, закручивание коробки здания, перекос. Деформация выгиба, прогиба и перекоса часто вызвана различными модулями деформаций грунтов под различными участками здания. В случае, если деформация здания имеет характер выгиба, то растянутая зона возникает на уровне карнизов. Возникающие тут трещины развиваются сверху вниз, а величина их раскрытия увеличивается снизу вверх (рис. 7 ж, к). Деформация выгиба неприятна тем, что растянутая зона возникает там, где элементы, способные воспринять усилия растяжения, отсутствуют. Что касается фундаментов, то их конструктивное решение и надежность в условиях деформации выгиба существенной роли не играют, ленточные фундаменты, которые расположены в плоскостях деформации выгиба, включаются в работу при значительном развитии деформаций. Признаком неравномерной осадки также могут быть искривления оконных коробок, следствием чего может быть повреждение остекления. Этот дефект возникает в месте максимального выгиба, но может проявиться на любом уровне по высоте здания. Следует иметь в виду, что повреждение остекления может проявляться и при других видах деформаций зданий, в том числе при локальных деформациях стен или перемычек, не обусловленных неравномерными осадками.

Трещины в стенах кирпичных зданий при их неравномерных осадках возникают обычно в ослабленных местах, как правило, они проходят через оконные и дверные проемы. Чаще всего трещины имеют наклонную ориентацию, по наклону всегда можно определить место, где осадка имеет максимальное значение и где с большой уверенностью следует искать причину осадки – трещина имеет наклон в сторону участка с максимальной осадкой. Угол наклона трещины зависит от прочности кирпичной кладки и

конструктивного решения стены – ширины оконных проемов и простенков между ними, а также от деформирования грунтов основания. Чем ниже прочность кладки, чем меньше ширина простенков и чем слабее грунты основания, тем меньше угол наклона трещины.

Для деформации выгиба характерны трещины, наклоняющиеся в одну сторону или в разные стороны в торцах здания. Расположение трещин по стенам зависит от конфигурации участка максимальных осадок в плане. При деформации выгиба трещины или повторяются (с некоторым смещением в плане) в параллельных стенах, или возникают в ближайшей торцевой стене. В условиях «чистого» выгиба в здании, рассмотренном на схеме, трещины в поперечных самонесущих стенах могут отсутствовать. Если же такие трещины обнаружены, то они могут быть следствием сложной деформации закручивания или наличием местных (локальных) прогибов стен. Локальная деформация выгиба в одной стене возможна при возникновении трещин на стыке ее с поперечными самонесущими стенами. Еще одна закономерность возникновения трещин в продольных несущих стенах при существовании междуэтажных перекрытий из сборного железобетона – они проходят в местах, где стыкуются плиты перекрытия или возле стыков. Следует отметить, что деформация выгиба возникает, если максимальная осадка наблюдается под одним или двумя торцами здания.

Характерными особенностями деформации прогиба являются (рис. 7.1 е, и):

- участок максимальных осадок находится далеко от торцов здания;
- возникновение осадочных трещин происходит по схеме снизу вверх;
- трещины в наружных и внутренних стенах имеют наклон к центру здания (навстречу друг другу). В остальном признаки осадочной деформации стен и перекрытий те же самые, что и при деформации выгиба.

Обычно прогиб здания менее опасен, нежели выгиб. При прогибе здание практически никогда не теряет общей связи и не разламывается, но в нем появляются опасные отдельные блоки. Вместе с тем, в практике эксплуатации зданий (особенно старых кирпичных) чаще наблюдается выгиб. Это объясняется перегрузом продольных стен более тяжелыми (часто глухими) стенами. Устройство в зданиях арочных проездов еще более способствует этому явлению.

Следствием неравномерной осадки здания может быть сложная деформация закручивания, когда участки максимальных осадок расположены в плане здания по диагонали друг к другу. Для деформации закручивания характерно возникновение осадочных трещин как в несущих, так и в самонесущих стенах. Особенно опасен данный вид деформации для панельных и каркасно-панельных зданий. Сложные деформации могут возникать в зданиях большой длины, а также в зданиях со сложной конфигурацией или составленных из блоков разной этажности.

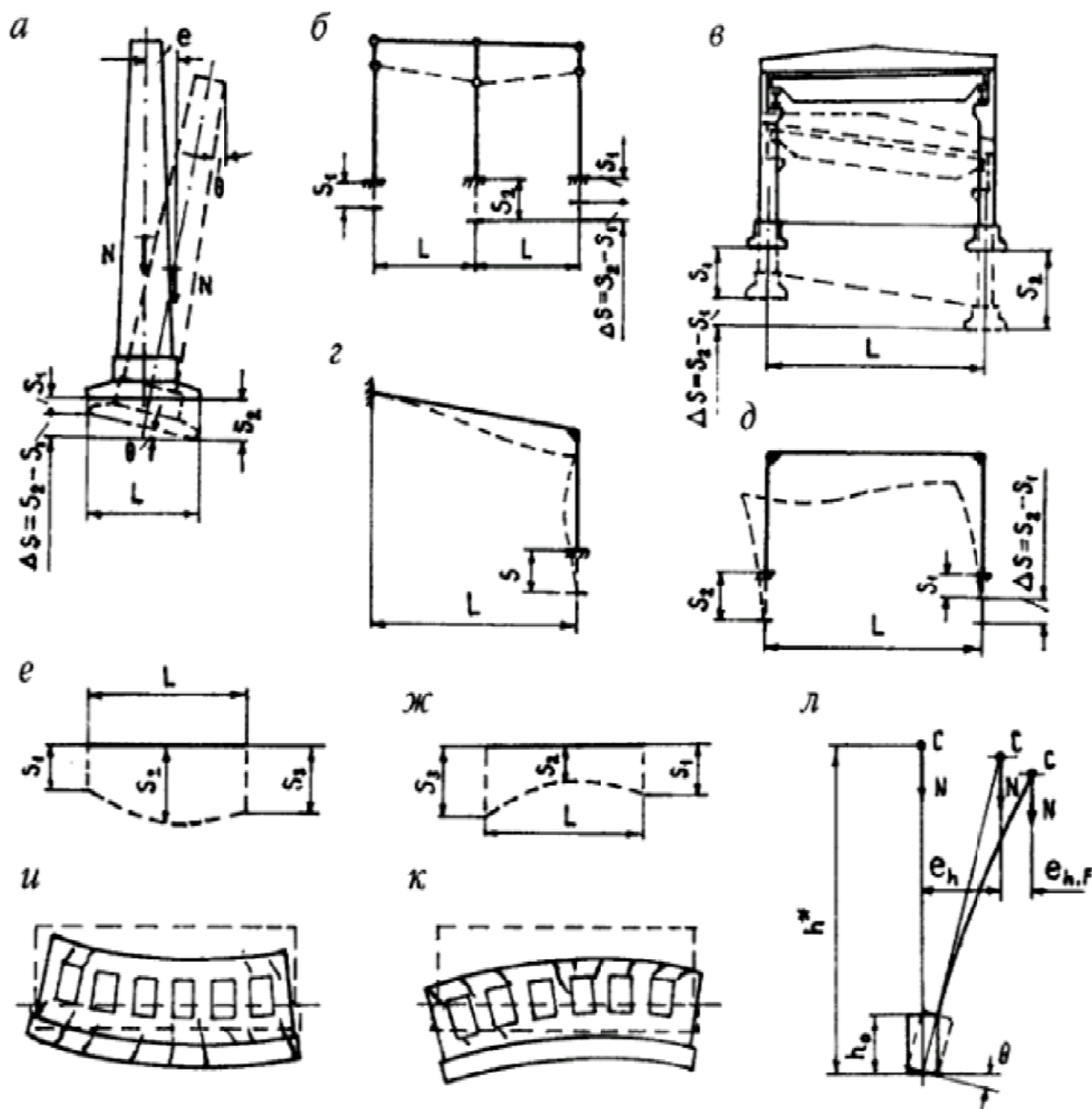


Рисунок 7.1— Виды совместных деформаций оснований и надфундаментных конструкций по С.Г. Кушнеру: а – крен жесткого сооружения; б, в - неравномерные осадки и перекос рамных каркасов зданий с шарнирными узлами; г, д – неравномерные деформации, перекос и деформация рамных каркасов с жесткими узлами; е, и – схема прогиба и характер развития трещин в стенах при прогибе; ж, к – схема выгиба и характер развития трещин в стенах при выгибе; л – увеличение эксцентриситета силы N в связи с креном фундамента и деформацией оси высокого сооружения

На рисунке 7.2 представлены зависимости относительного прогиба стен (а) и максимального угла поворота (б), определяющие условия и возможности появления трещин в кирпичных зданиях при неравномерных осадках.

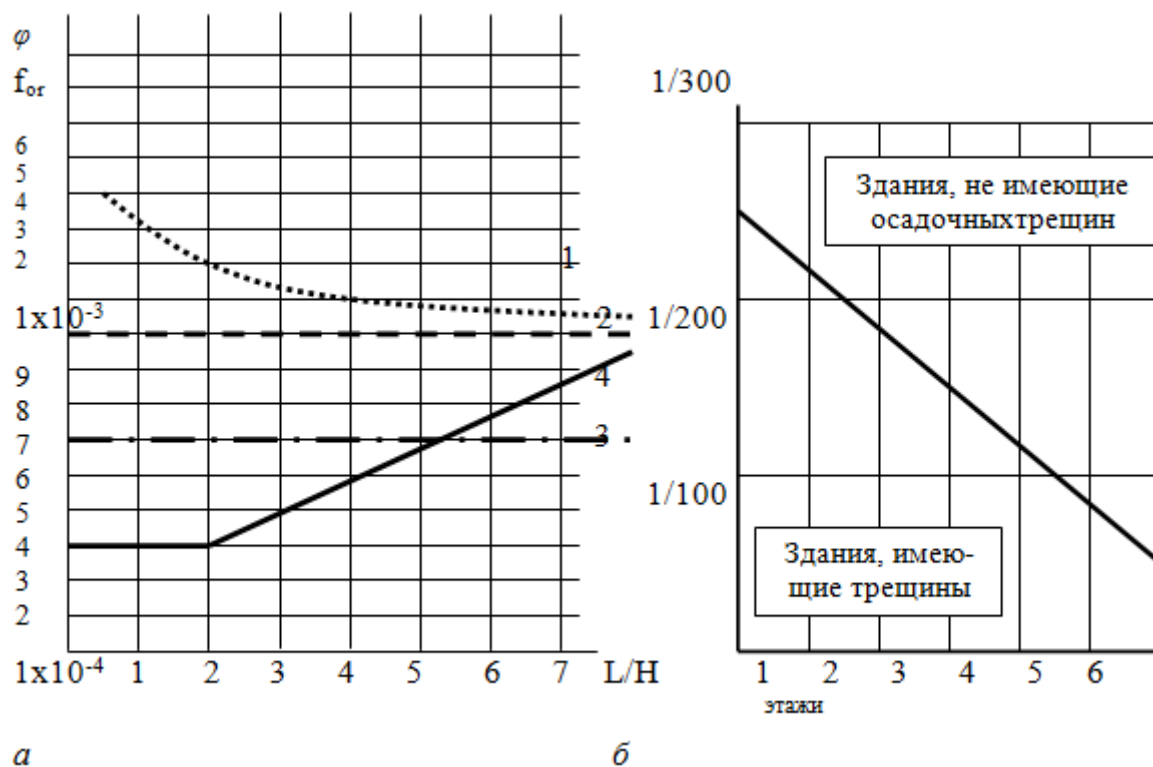


Рисунок 7.2 – Характеристика неравномерных осадок зданий: а) зависимость относительного прогиба f_{or} от размеров стен; б) зависимость максимального угла поворота φ от количества этажей сооружения; 1 – деформации в надстроенных зданиях с армированными поясами; 2 – по нормам для армированных кирпичных стен; 3 – по нормам для неармированных кирпичных стен; 4 – по данным Р. А. Токаря, для неармированных кирпичных стен

Осадочная деформация в виде выпора стен может возникнуть в самонесущих стенах при нарушении их стыков с соседними, расположенными по нормали. Деформация выпора может также возникнуть вследствие крена участка ленточного фундамента в направлении, нормальном к его оси. Также деформация выпора может быть следствием давления грунта на стену подвального помещения.

7.1.3 Процессы, происходящие в длительно нагруженных грунтах оснований зданий и сооружений

При действии длительных нагрузок от сооружения в грунтах, помимо уплотнения, возникают и более сложные явления, которые приводят к изменению прочностных свойств грунта. Все процессы в основании зависят от минералогического, гранулометрического состава, характера и интенсивности воздействия нагрузок, гидрогеологических условий, а также техногенных воздействий на основание (сотрясение грунта от движения транспорта, физико-химические и температурные процессы и др.). При устройстве новых фундаментов рядом со старыми и прокладке коммуникаций нарушаются уже существующие гидрогеологические условия площадки застройки, обжатие грунтов под нагрузкой от сооружения

изменяет их физико-механические свойства. По Коновалову П. А., в основании сооружений происходят следующие изменения:

- естественного напряженного состояния грунта под влиянием дополнительных (к природному) нагрузок от сооружения;
- природного сложения грунтов;
- естественного теплового режима и условий аэрации (затемнение построек, наличие покрытий и т.д.);
- гидрогеологического режима участка (прокладка коммуникаций, потери воды из водопроводных сетей).

Итак, при длительном воздействии нагрузок на грунты в процессе эксплуатации зданий основания фундаментов претерпевают следующие изменения:

- уменьшается коэффициент пористости (табл. 7.4), вследствие чего упрочняется грунт оснований и увеличивается модуль деформации грунтов (табл. 7.5);
- повышается влажность в пределах площади застройки (особенно для связных грунтов), что приводит к снижению несущей способности грунтов.

Исследования КИСИ по изменению свойств лессовых грунтов и мелких песков под воздействием длительной нагрузки показали, что коэффициент пористости уменьшается на 6 – 26% (в уровне подошвы фундамента) и на 3 – 18% (на глубине, равной полуширине фундаментов).

Экспериментальные исследования НИИ АКХ им. К. Д. Памфилова также говорят об уплотнении лессовых суглинков – коэффициент пористости уменьшился на 7,7 – 18,9% (в уровне подошвы фундамента) и на 0 – 10,8% (на глубине, равной полуширине фундаментов) по сравнению с грунтами, не уплотненными массой зданий.

П. А. Коновалов и А. Г. Ройтман пришли к выводу, что в зависимости от срока эксплуатации происходит уменьшение коэффициента пористости песчаных и глинистых грунтов на 7 – 12,8% (табл. 7.4), а угол внутреннего трения увеличивается на 1 – 4°.

Таблица 7.4 – Уменьшение коэффициента пористости в основании эксплуатируемых зданий (по П. А. Коновалову, А. Г. Ройтману)

Грунты основания фундаментов	Изменение коэффициента пористости грунта Δe , %, при сроке эксплуатации зданий, годы	
	до 50	более 50
Пески	8,9	12,8
Глинистые грунты	7	9,8

Е. А. Сорочан считает, что уменьшение коэффициента пористости песчаных грунтов при сроке эксплуатации оснований ~ 100 лет и более происходит в пределах 16 – 22%, угол внутреннего трения может

увеличиваться на 11%, а удельное сцепление в 10 раз.

Что касается глинистых грунтов, то по данным Коновалова П. А., их удельное сцепление (c) может возрасти до 50% и более в зависимости от консистенции грунта и действующего давления по подошве фундаментов. Некоторые экспериментальные данные говорят о незначительном увеличении угла внутреннего трения глинистых грунтов (φ) – на 1 – 2° (Далматов Б. И., Гильман Я. Д., Малышев М. А., Улицкий В. М.).

В ЦНИИпромзданий были выполнены специальные исследования, на основе которых установлена линейная зависимость между прочностными характеристиками песчаного грунта и длительностью его загрузки. На основании этого составлены эмпирические формулы, которые позволяют определить угол внутреннего трения и удельное сцепление песчаного грунта через прогнозируемый промежуток времени с момента его обжатия давлением от фундамента сооружения:

– для песков крупных и средней крупности:

$$\varphi_t = \varphi_0 + 0,0614t, \quad (7.6)$$

$$c_t = c_0 + 0,0372t, \quad (7.7)$$

– для песков мелких:

$$\varphi_t = \varphi_0 + 0,0369t, \quad (7.8)$$

$$c_t = c_0 + 0,0490t, \quad (7.9)$$

– для песков пылеватых:

$$\varphi_t = \varphi_0 + 0,0662t, \quad (7.10)$$

$$c_t = c_0 + 0,0109t, \quad (7.11)$$

где φ_t , c_t – соответственно угол внутреннего трения (град) и удельное сцепление (кПа) уплотненного грунта для прогнозируемого времени; φ_0 , c_0 – то же неуплотненного природного грунта до обжатия его давлением от здания (сооружения); t – время загрузки основания (годы).

В НИИОСПе и ЦНИИпромзданий были выполнены эксперименты по оценке сжимаемости песчаных грунтов различного состава в природном залегании и длительно уплотненных давлением от фундаментов зданий. Установлено, что осадка штампа на уплотненном грунте S_{yn} значительно меньше осадки S штампа неуплотненного грунта, причем отношение осадок S_{yn}/S зависит от гранулометрического состава, начальной плотности сложения песков и др. факторов. При давлении, не превышающем длительного уплотнения основания фундаментов, отношение S_{yn}/S примерно равно 0,16 для песков мелких, для песков средней крупности – 0,57. По

данным Коновалова П. А., увеличение модуля деформации может составить для песков средней крупности 2,1 раза (табл. 7.5).

Таблица 7.5– Интенсивность возрастания модуля деформации в песках мелких и средней крупности (по Коновалову П.А.)

Песок	Значение $E_{упл}/E_{пр}^*$ при давлении, МПа					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Мелкий	-	2,7	3,8	3,9	3,9	4,2
Средней крупности	-	2,2	2,1	1,9	1,7	1,6

*) Здесь $E_{упл}$ – модуль деформации уплотненного грунта, $E_{пр}$ – неуплотненного

Согласно ДБН В.3.1-1-2002 «Ремонт и усиление несущих и ограждающих строительных конструкций и оснований промышленных зданий и сооружений», расчетные прочностные и деформационные характеристики грунта длительно нагруженного основания зависят от вида грунта, длительности нагружения t и интенсивности среднего давления \bar{P} .

Угол внутреннего трения φ_t , град, регламентируется считать так:

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot \left(1 + \bar{P} \cdot \rho_\varphi \cdot \sqrt[3]{t}\right), \quad (7.12)$$

где \bar{P} - степень обжатия существующего фундамента дополнительным давлением.

Удельное сцепление грунта c_t , кПа:

$$c_t = c_0 \cdot \left(1 + \bar{P} \cdot \rho_c \cdot \sqrt[3]{t}\right). \quad (7.13)$$

Максимальный модуль деформации грунта E_t^{max} , МПа:

$$E_t = E_0 \cdot \left(1 + \bar{P} \cdot \rho_E \cdot \sqrt[3]{t}\right). \quad (7.14)$$

Во всех трех формулах безразмерные коэффициенты ρ_φ , ρ_c , ρ_E зависят от коэффициента пористости, показателя текучести и безразмерных табличных коэффициентов α_φ , α_c , α_E .

7.2 Задачи определения осадок и кренов фундаментов

Все широко используемые в настоящее время способы расчета осадок базируются на решениях *теории линейно-деформируемой среды* (ТЛДС), поэтому область их применимости ограничивается принципом линейной деформируемости ($p \leq R$). При несложных грунтовых условиях могут быть использованы решения теории упругости, но для сложных оснований обычно используются специально разработанные приближенные методы, основные допущения в которых обоснованы экспериментально, в том числе и сравнением результатов расчета с наблюдениями за осадками построенных

сооружений.

Наиболее распространенными при проектировании являются следующие методы расчета осадки:

- определение осадки слоя грунта при сплошной неравномерной нагрузке (основная задача);
- определение осадки неоднородного (слоистого) грунта основания (линейно-деформируемого полупространства) методом послойного суммирования;
- определение осадок методом эквивалентного слоя грунта;
- определение осадок методом линейно-деформируемого слоя;
- определение неравномерности осадок и крена фундамента;
- расчет осадки во времени.

7.2.1 Определение осадки слоя грунта при сплошной нагрузке (основная задача)

В данном случае рассматривается задача определения осадки слоя грунта толщиной h , нагруженного сплошной равномерно распределённой нагрузкой интенсивностью P . Сжимаемый слой h подстилается практически не деформированным слоем (скалой, щебнем и т.д.). Расчетная схема, представленная на рисунке 7.3 а, соответствует практической задаче сжатия слоя грунта от нагрузки в виде насыпи, плотины и т.п.

Слой грунта h будет испытывать только сжатие, без возможности бокового расширения. Такое деформирование аналогично компрессионному сжатию грунта. Тогда, построив компрессионную кривую осадки (рис. 7.3б), и проведя секущую через точки с давлением p_1 и p_2 , можем определить коэффициент сжимаемости данного грунта.

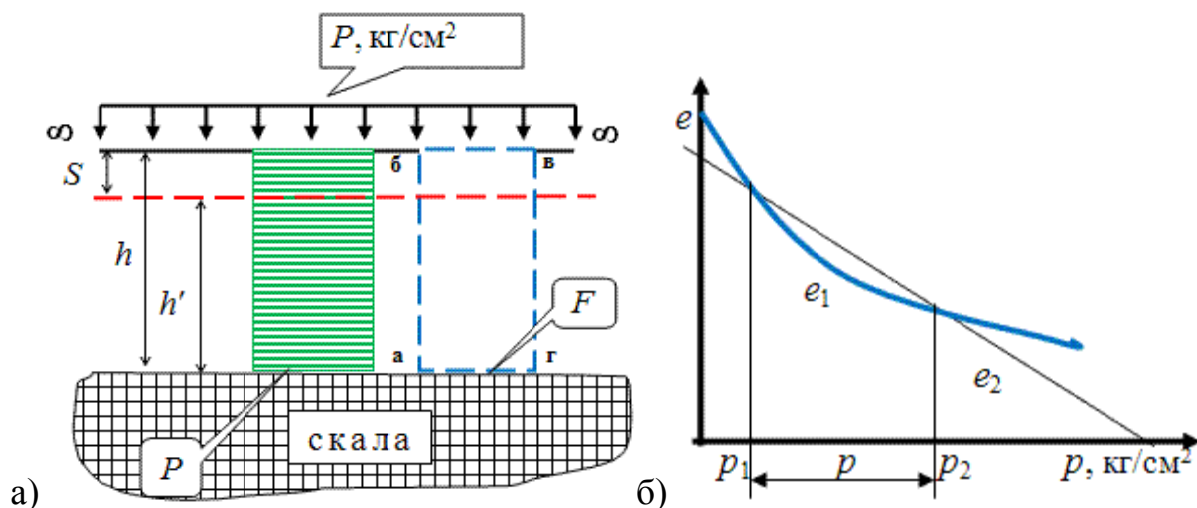


Рисунок 7.3– Расчётная схема для определения осадки слоя грунта толщиной h при сплошной равномерно распределённой нагрузке: а) схема нагружения; б) компрессионная кривая

Здесь p_1 – собственный вес грунта до приложения нагрузки;
 $p_2 = p_1 + p$ – новая нагрузка (эпюра $p - const$).
 m_0 – коэффициент сжимаемости (тангенс угла наклона секущей):

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{e_1 - e_2}{p}. \quad (7.15)$$

Выполним дополнительные построения, рассмотрев столбик сжимаемого слоя грунта площадью основания F (призма $ab\bar{b}g$).

Допускаем, что в пределах призмы $ab\bar{b}g$ объем твердых частиц грунта в процессе деформации остается неизменным, поскольку:

- частицы грунта переместиться ни и вправо, ни влево не могут (деформация сжатия грунта без возможности бокового расширения – компрессия);
- частицы грунта практически несжимаемы (деформации малы).

Тогда можно записать:

$$S = h - h'. \quad (7.16)$$

Объем твердых частиц в единице объема грунта:

$$m_0 = \frac{1}{1+e_1}. \quad (7.17)$$

Приравняв объем твердых (минеральных) частиц до и после сжатия в призме $ab\bar{b}g$, получим:

$$\frac{1}{1+e_1} \cdot h \cdot F = \frac{1}{1+e_2} \cdot h' \cdot F, \quad (7.18)$$

где сократив обе части уравнения на F и решив его относительно h' , получим:

$$h' = h \frac{1+e_2}{1+e_1}, \quad (7.19)$$

отсюда получаем выражение:

$$S = h - h' = h \left(1 - \frac{1+e_2}{1+e_1} \right) = h \frac{1+e_1-1-e_2}{1+e_1},$$

$$S = h \frac{e_1 - e_2}{1+e_1}. \quad (7.20)$$

Учитывая, что для интервала $p_2 - p_1$ в соответствии с законом уплотнения $e_1 - e_2 = m_0 p$, получим:

$$S = h \frac{m_0 p}{1+e_1}, \quad (7.21)$$

где m_0 – коэффициент уплотнения.

При этом $m_v = m_0 / (1+e_0)$ – коэффициент относительного уплотнения. Тогда осадка слоя грунта при сплошном нагружении будет равна:

$$S = h \cdot m_v \cdot p. \quad (7.22)$$

Учитывая, что $m_v = \beta/E$ (где β – коэффициент расширения; E – модуль общей деформации), получим:

$$S = h \frac{\beta}{E} p. \quad (7.23)$$

Последними двумя выражениями можно пользоваться для расчетов осадок оснований, если общая толщина сжимаемых грунтов менее четверти ширины площади загрузки или подошвы фундамента.

7.2.2 Метод послойного суммирования для расчетов осадки фундаментов

Этот метод рекомендован ДБН В.2.1-10-2009 и является *основным* при выполнении расчетов осадок фундаментов промышленных зданий и гражданских сооружений при выполнении условия $p_{ср} \leq R$. В данном методе расчетная схема основания принята в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщ. При расчете осадки основания методом послойного суммирования приняты следующие допущения:

- грунт является сплошным, изотропным линейно деформируемым телом;
- осадка вызвана только действием вертикальных напряжений σ_z , другие составляющие напряжений не учитываются;
- боковое расширение грунта в основании невозможно;
- напряжения σ_z определяют под центром подошвы фундамента;
- при определении напряжений σ_z отличием в сжимаемости отдельных слоев грунтов пренебрегают;
- фундаменты не имеют жесткости;
- деформации рассматриваются только в пределах сжимаемой толщ;
- боковое расширение грунта учитывается коэффициентом β , который равен 0,8 независимо от вида грунта.

Вследствие того, что сложно определить закон уменьшения напряжений по глубине, грунтовую толщу разбивают на ряд слоев, в пределах которых давление можно считать постоянным без особой погрешности.

Определение осадки методом послойного суммирования выполняют в следующей последовательности:

1. Наносим на геологический разрез контур фундамента.
2. Определяем среднее давление под подошвой фундамента $p_{ср}$.
3. Определяем напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента, кПа:

$$\sigma_{g0} = 10 \cdot \rho \cdot d = 10(\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 \cdot (d - h_1)). \quad (7.24)$$

4. Грунтовую толщу под фундаментом делим на элементарные слои толщиной h , но не более 1 м: $h \leq 0,4b$.

5. Расстояние от подошвы фундамента до каждого из элементарных слоев составляет $z_i = n \cdot h$, где $n = 1, 2, 3$ и т.д.

6. Строим эпюру дополнительных напряжений от внешней нагрузки на глубине z : $\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$, где $p = p_{cp}$ – среднее давление под подошвой фундамента, α – коэффициент затухания напряжений в зависимости от относительной глубины $\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$ и соотношения сторон фундамента $\eta = l/b$.

Коэффициент α определяется по таблице 6.1. Если необходимо, то коэффициент α определяется с учетом интерполяции.

7. Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимаем на глубине $z = H_c$, где выполняется условие:

$$\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zg}. \quad (7.25)$$

Коэффициент k определяют равным:

- $k = 0,2$ при выполнении условия $b \leq 5$ м;
- $k = 0,5$ при выполнении условия $b \geq 20$ м;
- по интерполяции при выполнении условия $5 < b < 20$ м.

Формулу (7.25) не следует использовать в таких случаях:

- если при ширине фундамента $b \leq 10$ м выполняется условие $H_c \leq b/2$;
- если при ширине фундамента $b > 10$ м выполняется условие:

$$H_c \leq 4 + 0,1 \cdot b.$$

Здесь $\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$ – напряжения от собственного веса грунта,

где γ_i – удельный вес i -ого слоя грунта; h_i – мощность i -ого слоя грунта.

При этом, если рассматриваемая точка находится ниже уровня подземных вод, следует учитывать взвешивающее действие воды, а если ниже водоупора, то к напряжениям от собственного веса следует добавить напряжение $p_w = \gamma_w \cdot d_w$,

где $\gamma_w = 10$ кН/м³ – удельный вес воды; d_w – высота водного столба от уровня подземных вод до водоупора.

8. Строим эпюру вертикальных напряжений от собственного веса грунта $\sigma_{z\gamma}$, снятого в котловане до уровня подошвы фундамента на глубине z :

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}, \quad (7.26)$$

где α_k находится по таблице 6.1 и зависит от соотношений:

$$\zeta = \frac{2 \cdot z}{B_k}$$

а также: $\eta = l/b$,

где B_k – ширина котлована (рис. 7.4);

$\sigma'_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта, вынутаго из котлована на уровне подошвы фундамента и равное $\sigma'_{zg,0} = \gamma_{zp} \cdot d_n$,

где d_n – глубина заложения фундамента относительно уровня природного рельефа.

9. Определяем общую осадку как сумму осадок отдельных элементарных слоев по формуле, м:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (7.27)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

$E_{e,i}$ – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения (модуль упругости), при отсутствии данных можно принять:

$E_{e,i} = 5E_i$, кПа; в данном случае средние напряжения в элементарном слое равны:

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{z,i+1}}{2}, \quad \sigma_{z\gamma,i} = \frac{\sigma_{\gamma i} + \sigma_{\gamma,i+1}}{2}, \quad (7.28-7.29)$$

где $h_i = h$ – толщина элементарного слоя;

n – количество слоев в пределах сжимаемой толщи H_c .

Внимание!

1 При расчетах осадки фундамента, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, не учитывается второе слагаемое в формуле осадки (7.27).

2 Если среднее давление под подошвой фундамента $p \leq \sigma_{zg,0}$, то осадку фундамента определяем по формуле, м:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}. \quad (7.30)$$

10. Сравниваем полученную осадку с предельно допустимой по нормам:

$$s \leq s_u.$$

7.2.3 Расчет осадки методом эквивалентного слоя грунта

Метод эквивалентного слоя грунта был предложен Н. А. Цытовичем в 1934 г. для расчета осадок грунта.

Основные допущения метода заключаются в том, что основание рассматривают как линейно деформируемое полупространство, в котором деформации прямо пропорциональны напряжениям и могут быть определены с помощью теории упругости.

Эквивалентным слоем называется такая толща грунта $h_э$, которая в условиях невозможности бокового расширения (при загрузении всей поверхности сплошной нагрузкой) дает осадку, равную по величине осадке фундамента, имеющего ограниченные размеры в плане при нагрузке той же интенсивности. Другими словами, в данном методе пространственная задача расчета осадок может заменяться одномерной. Мощность эквивалентного слоя грунта зависит от коэффициента Пуассона ν , коэффициента формы площади и жесткости фундамента ω и его ширины b (рис. 7.5).

Для слоя конечной толщины осадку можно определить с помощью формулы (7.23), принимая, что высота слоя равна $h_э$:

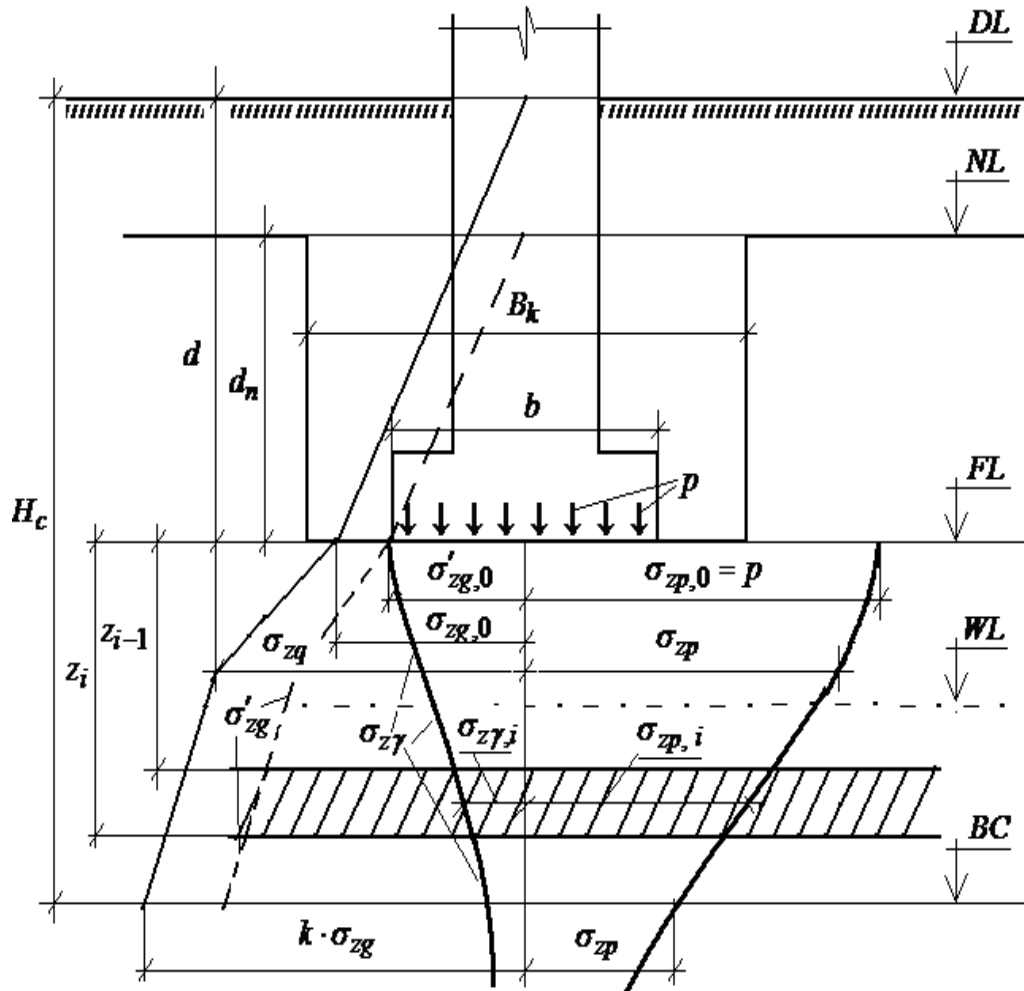


Рисунок 7.4 – Схема распределения вертикальных напряжений в основании под фундаментом согласно модели линейно-деформируемого полупространства

DL – отметка планировки подсыпкой (срезкой); NL – отметка планировки природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента; BC – сжимаемая толща; σ_{zg} – вертикальные напряжения от собственного веса грунта с учетом планировки грунта, кПа; σ'_{zg} – вертикальные напряжения от собственного веса грунта природного рельефа, кПа; σ_{zp} – вертикальные напряжения от внешней нагрузки, кПа; $\sigma_{z\gamma}$ – вертикальные напряжения от собственного веса грунта, вынутого из котлована, кПа

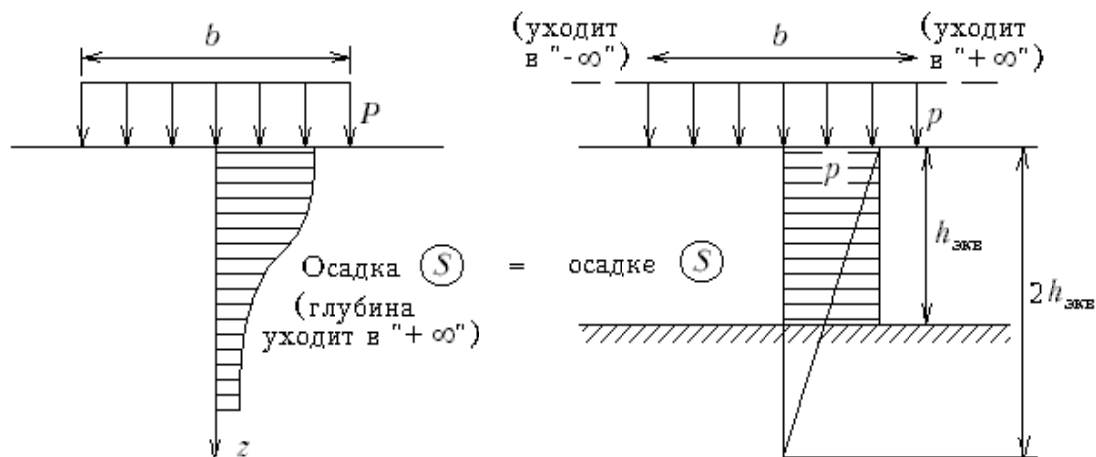


Рисунок 7.5 – Схема для определения осадки методом эквивалентного слоя

$$- , \quad (7.31)$$

Для фундамента конечных размеров, которые передают нагрузки на упругое полупространство, можно определить осадку с помощью формулы Шлейхера:

$$s = \frac{\omega p b}{E} (1 - \nu^2), \quad (7.32)$$

где S - осадка подошвы фундамента; ω - табличный коэффициент, зависящий от формы и жесткости фундамента; ν - коэффициент Пуассона основания; E - модуль общей деформации; p - среднее давление под подошвой фундамента; b - диаметр подошвы круглого или ширина (меньшая сторона) прямоугольного фундамента.

Приравняв формулы (7.31, 7.32), и записав выражение для коэффициента бокового расширения β через коэффициент Пуассона, получим:

$$\text{---} \quad (7.33)$$

если обозначить:

$$\text{---} \quad (7.34)$$

то получим:

$$(7.35)$$

таким образом, высота эквивалентного слоя не зависит от нагрузки p , модуля деформации E и определяется формой, размерами фундамента, а также значением коэффициента Пуассона грунта.

Произведение $A\omega$ в формуле (7.35) имеет название *коэффициента эквивалентного слоя* и определяется с помощью специальных таблиц.

После получения значения высоты эквивалентного слоя осадки фундамента определяют с помощью выражения (7.31) или по формуле:

$$S = h_v m_v p, \quad (7.36)$$

здесь m_v – коэффициент относительного уплотнения.

В виде, разрешенном относительно E , формула Шлейхера используется для полевого определения модуля деформации штампом (см. 6.41). При использовании найденного таким образом модуля деформации расчет осадки по этому методу дает близкие к действительности результаты. Коэффициент Пуассона также нужно определять экспериментально. Средние значения коэффициента Пуассона ν и коэффициента β приведены в таблице 7.6.

Таблица 7.6 – Средние значения коэффициента Пуассона ν и коэффициента β

Грунт	ν	β
Галька, гравий, щебень	0,27	0,80
Пески и супеси	0,30	0,74
Суглинки	0,35	0,62
Глины	0,42	0,39

7.2.4 Расчет осадки методом линейно-деформируемого слоя

Экспериментальные исследования показывают, что бо́льшая часть деформаций происходит в верхней зоне основания. Особенно это актуально для средне- и малосжимаемых грунтов при больших площадях загрузки. В таких условиях применение рассмотренных методов приводит к значительному завышению рассчитанной осадки, поэтому более оправданным является использование разработанного К. Е. Егоровым метода линейно-деформируемого слоя, расчетная схема которого показана на рисунке 7.6.

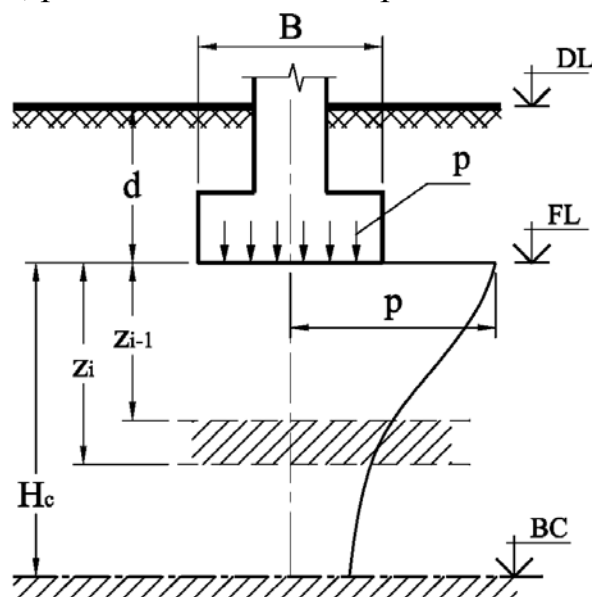


Рисунок 7.6 – Схема для расчета осадки линейно-деформируемого слоя

В строительных нормах область применения этого метода характеризуется следующими условиями.

1. Если в пределах сжимаемой толщи H_c имеется слой грунта с модулем деформации $E > 100 \text{ МПа}$, толщиной h_1 , то выполняется условие:

$$h_1 \geq H_c \left(1 - \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}} \right), \quad (7.37)$$

где E_2 – модуль деформации подстилающего слоя грунта.

2. При значительных размерах фундаментов ($b > 10 \text{ м}$) и модуле общей деформации $E \geq 10 \text{ МПа}$; в пределах сжимаемого слоя могут быть грунты с $E < 10 \text{ МПа}$, но их суммарная мощность не должна превышать $0,2H_c$.

Во втором случае толщина сжимаемого слоя определяется по формуле:

$$H_c = (H_0 + \psi b) K_p, \quad (7.38)$$

где $H_0 = 9 \text{ м}$, $\psi = 0,15$ для глинистых грунтов и $H_0 = 6 \text{ м}$, $\psi = 0,10$ для песчаных, $K_p = 0,8$ при $p_{cp} = 100 \text{ кПа}$ и $K_p = 1,2$ при $p_{cp} = 500 \text{ кПа}$. Для промежуточных значений K_p определяется методом интерполяции:

$$K_p = 0,8 + 0,01(p_{cp} - 100) \quad (7.39)$$

Определив толщину сжимаемого слоя и выделив в нем прослойки с разными значениями модуля деформации, осадку рассчитывают по формуле:

$$s = \frac{K_c b p}{K_m} \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i}, \quad (7.40)$$

где p – давление по подошве, принимаемое $p = p_{cp}$ при $b \geq 10 \text{ м}$, а при $b < 10 \text{ м}$ – $p = p_0$; n – число слоев, отличающихся по сжимаемости в пределах расчетной толщины H_c ; K_c – коэффициент, зависящий от отношения $2H_c/b$ (табл. 7.7).

Таблица 7.7 – Значения коэффициента K_c

$2H_c/b$	0...0,5	0,5...1	1...2	2...3	3...5	>5
K_c	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0

K_m – поправочный коэффициент, при среднем значении модуля деформации $E \geq 10 \text{ МПа}$ принимаемый 1,35 при $10 \leq b \leq 15 \text{ м}$, $K_m = 1,5$ при $b > 15 \text{ м}$, в остальных случаях $K_m = 1$; K_i – коэффициент, определяемый по таблице 7.8.

Таблица 7.8 – Коэффициент K_i для определения осадки

$\xi = \frac{2z}{b}$	Коэффициент K для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,696	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,884	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,031	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,720	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

7.2.5 Определение кренов фундаментов

Крены фундаментов в рамках расчетных схем полупространства и слоя конечной толщины при действии внецентренной нагрузки определяют по формуле:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot k_e \cdot \frac{N \cdot e}{(a/2)^3}, \quad (7.41)$$

здесь i - крен фундамента; E и ν - соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона основания; k_e - коэффициент, принимаемый по

таблице 7.9; N - вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент на уровне его подошвы; e - эксцентриситет ее приложения; a - диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента, в направлении которой действует момент.

Таблица 7.9 – Значения коэффициентов k_e

Форма фундамента и направление действия момента	$\eta = L/b$	Коэффициент k_e при относительной толщине основания, равной $\xi = 2 \cdot H/b$						
		0,5	1	1,5	2	3	5	∞
Прямоугольный с моментом вдоль большей стороны	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,68	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,81	0,82	0,82
	3	0,33	0,55	0,73	0,83	1,01	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,24	1,31	1,42
	10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,45	1,56	2,00
Прямоугольный с моментом вдоль меньшей стороны	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12
	10	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,07
Круглый	-	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75

Если основание неоднородно по глубине, вместо частных значений модулей общей деформации и коэффициентов Пуассона отдельных слоев грунта следует использовать их средневзвешенные значения, которые необходимо определять по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\nu} &= \sum_{i=1}^n \frac{\nu_i \cdot h_i}{H}; & \bar{E} &= \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n A_i / E_i} \end{aligned} \right\}, \quad (7.42)$$

где $\bar{\nu}$ и \bar{E} - средневзвешенные значения коэффициента Пуассона и модуля общей деформации соответственно; ν_i и E_i - то же, i - того грунтового слоя толщиной h_i ; H - мощность либо слоя конечной толщины, либо сжимаемой толщи; A – площадь эпюры вертикальных напряжений от единичного давления под подошвой фундамента в пределах i -го слоя грунта, равная: $A_i = k_i - k_{i-1}$ для расчетной схемы основания в виде слоя конечной толщины и $A_i = \sigma_{zp,i} \cdot h_i$ для полупространства; n - число грунтовых слоев.

7.3 Расчет нарастания осадки во времени

7.3.1 Общие положения

Опыт строительства свидетельствует, что в зависимости от характера грунтов основания развитие осадки до ее конечного значения занимает разное время. Если основание сложено песчаными или крупнообломочными грунтами, осадка часто завершается (стабилизируется) уже к концу строительного периода. На пылевато-глинистых грунтах процесс нарастания осадки может растягиваться на годы и десятилетия. Это различие связано с водопроницаемостью и уплотняемостью грунтов. Оно наглядно проявляется на образцах, испытываемых в условиях компрессионного сжатия: при мгновенном приложении не изменяющейся далее нагрузки осадка образца песка достигает конечного значения гораздо быстрее, чем образца глинистого грунта (рис.7.7, кривые 1 и 2 соответственно).

Уплотнение грунтов во времени называют консолидацией, а графики зависимостей $s = f(t)$, показанных на рисунке 7.7 – кривыми консолидации.

Значение расчетов осадок во времени (с построением кривых консолидации) имеет большое значение: для сильносжимаемых пылевато-глинистых грунтов, при строительстве протяженных сооружений очередями, размещении их частей на разнородных грунтах

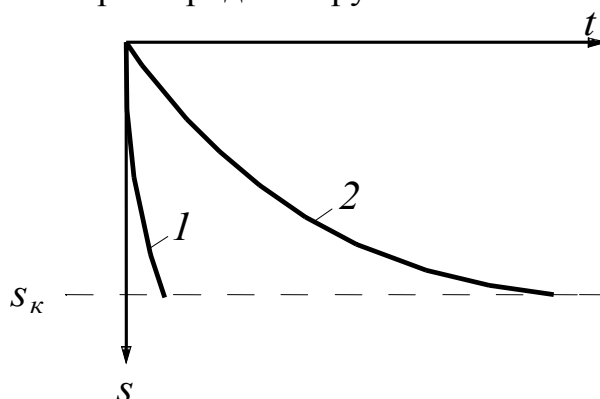


Рисунок 7.7 – Кривые консолидации песчаного (1) и пылевато-глинистого (2) грунта

При уплотнении водонасыщенного глинистого грунта возникают два вида сопротивления: сопротивление поровой воды отжатию и сопротивление вязкого трения между частицами с их оболочками физически связанной воды.

Сопротивление воды отжатию зависит в первую очередь от водопроницаемости грунта, т.е. связано с процессом фильтрации. Поэтому теория, развитая на основе этой стороны процесса, получила название *теории фильтрационной консолидации* (ТФК). На водонасыщенных глинистых грунтах, близких к рассмотренной ранее модели грунтовой массы, расчет по ТФК дает хорошие результаты. В то же время для некоторых грунтов характерно развитие деформаций и после окончания процесса

фильтрации или при его незначительном влиянии. Основное значение в этом случае имеет сопротивление второго типа. Консолидацию за счет этого фактора называют вторичной. Она связана с реологическими свойствами грунтов, рассматриваемыми в главе 11.

7.3.2 Уравнение одномерной задачи теории фильтрационной консолидации (ТФК)

Рассмотрим сжатие слоя полностью водонасыщенного грунта толщиной h , подстилаемого водоупором. К верхней дренированной поверхности слоя приложена равномерно распределенная и безгранично простирающаяся во все стороны нагрузка p . Передаваясь на поровую воду и твердые частицы (скелет грунта), нагрузка вызывает движение воды, т.е. фильтрацию, перемещение которой происходит в одном направлении - вдоль оси z (рис. 7.8, а).

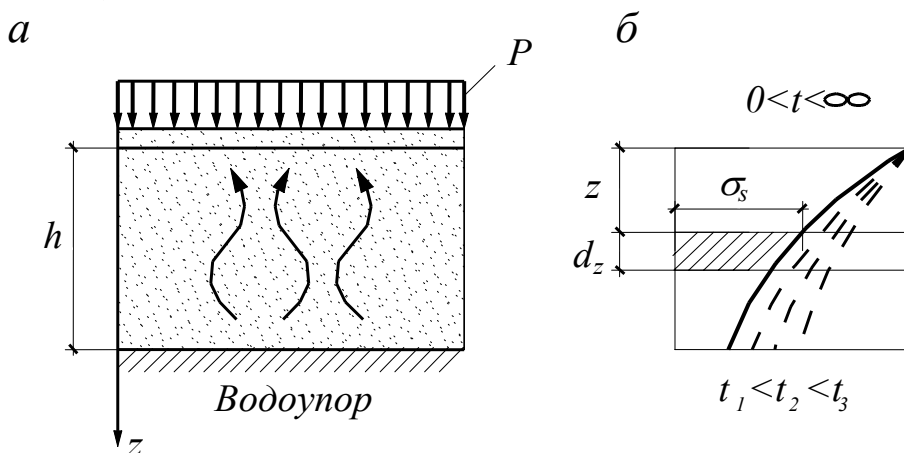


Рисунок 7.8 – Схема одномерной консолидации с односторонней фильтрацией (а) и изменение эффективного давления во времени (б)

Исходя из того, что вода в порах несжимаема, справедливы законы уплотнения и ламинарной фильтрации при $I_n = 0$, структурная прочность в грунте отсутствует. При этом можно соотнести уплотнение слоя на рисунке 7.8 с рассмотрением модели сжатия грунтовой массы (см. рис.6.8) и для любого момента времени $0 < t < \infty$ записать (рис. 7.8, б):

$$P = \sigma_s + \sigma_w. \quad (7.43)$$

Если на некоторой глубине z выделить элементарный слой dz , то для него можно записать условие неразрывного потока воды в виде:

$$\frac{dq}{dz} = -\frac{dn}{dt}, \quad (7.44)$$

где q – расход жидкости через единицу площади, т.е. скорость фильтрации ($q=v$); n – пористость.

Знак минус указывает на то, что с увеличением скорости фильтрации происходит уплотнение и пористость грунта уменьшается.

По закону фильтрации (6.26), выразив напор через поровое давление $H = \sigma_w / \gamma_w$, имеем:

$$\frac{dq}{dz} = \frac{\partial \left(-K_\phi \frac{\partial H}{\partial z} \right)}{\partial z} = -\frac{K_\phi}{\gamma_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial z^2}. \quad (7.45)$$

Правую часть (7.44) преобразуем с учетом $n = e/(1+e)$, причем при дифференцировании коэффициент пористости будем считать постоянным и равным среднему значению для всего процесса уплотнения.

Тогда:

$$-\frac{dn}{dt} = -\frac{1}{1+e_{cp}} \frac{\partial e}{\partial t}. \quad (7.46)$$

Приравнявая (7.45, 7.46), получаем уравнение одномерной задачи ТФК в виде:

$$\frac{\partial \sigma_w}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \sigma_w}{\partial z^2}, \quad (7.47)$$

где C_v - коэффициент консолидации.

Коэффициент консолидации имеет смысл комплексной характеристики водопроницаемости и уплотняемости грунта и в данном интервале давлений определяется по формуле:

$$C_v = K_\phi / a_o \gamma_w. \quad (7.48)$$

C_v измеряется в $\text{см}^2/\text{с}$ или $\text{м}^2/\text{год}$. Чем больше C_v , тем быстрее идет уплотнение.

Левая часть уравнения (7.47) выражает скорость изменения порового давления в точке с ординатой z . Вторая производная в правой части уравнения характеризует неравномерность этого же давления по толщине слоя.

7.3.3 Решение уравнения одномерной задачи ТФК. Степень консолидации

Для решения уравнения (7.47) необходимо задать начальное условие по t и граничные условия по z . Принимаем, что при $t=0$ вся нагрузка передается на поровую воду, т.е. $\sigma_w = p$ (6.28). Граничные условия для любого $t > 0$ имеют вид:

при $z=0$ $\sigma_w = 0$ (дренаж – отток воды);

$$\text{при } z = h \quad \frac{\partial \sigma_w}{\partial z} = 0.$$

Последнее условие следует из того, что скорость фильтрации через водоупор $v = q = 0$, т.е.:

$$q = -K_\phi \frac{\partial H}{\partial z} = -\frac{K_\phi}{\gamma_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial z}.$$

Решение уравнения (7.47) при этих условиях имеет вид:

$$\sigma_w = \frac{4p}{\pi} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i} e^{-N} \sin \frac{i\pi z}{2h}, \quad (7.49)$$

где N - функция времени и условий уплотнения, выражаемая формулой:

$$N = \frac{i^2 \pi^2 C_v}{4h^2} t. \quad (7.50)$$

Ограничиваясь в (7.49) первым членом ряда и учитывая (7.43), получаем приближенное выражение для эффективного давления на глубине z в момент времени t :

$$\sigma_s(t) = p \left(1 - \frac{4}{\pi} e^{-N} \sin \frac{\pi z}{2h} \right), \quad (7.51)$$

где N - фактор времени, определяемый по (7.50) при $i = 1$:

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4h^2} t, \quad (7.52)$$

Как видно из рисунка 7.8 б, для моментов времени $t_1 < t_2 < t_3$ кривая, разделяющая эпюры σ_s и σ_w , смещается вправо. Поровое давление уменьшается, эффективное растет, пока все давление не будет воспринято скелетом грунта и фильтрационная, или первичная консолидация закончится.

Чтобы получить осадку в любой момент времени $s(t)$, рассмотрим уплотнение эффективным давлением $\sigma_s(t)$ элементарного слоя dz (рис. 7.9 б). По формуле Терцаги - Герсеванова осадка элементарного слоя равна

$$ds(t) = a_o \sigma_s(t) dz. \quad (7.53)$$

Осадку всего слоя получаем, подставляя в (7.53) $\sigma_s(t)$ по (7.51) и интегрируя по z :

$$s(t) = \int_0^h ds(t) = a_o p \int_0^h \left(1 - \frac{4}{\pi} e^{-N} \sin \frac{\pi z}{2h} \right) dz = a_o p h \left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} \right).$$

Учитывая, что $a_o p h = s$ - конечная или стабилизированная осадка, получаем:

$$\frac{s(t)}{s} = U_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}, \quad (7.54)$$

где величина U_t называется степенью консолидации. Соответственно зависимость $U_t = f(t)$ представляет собой кривую консолидации в безразмерной форме.

На основе изложенного расчет нарастания осадки во времени для рассмотренных условий одномерной задачи можно выполнить в следующем порядке:

1. Рассчитать коэффициент консолидации C_v по (7.48).
2. Задаться рядом значений времени t , в зависимости от условий задачи это могут быть часы, сутки, месяцы, годы.
3. Для принятых значений t по (7.52) найти соответствующие значения N .
4. По формуле (7.54) определить значения степени консолидации U_t для принятых моментов времени. Зависимость $U_t = f(t)$ дает кривую консолидации в безразмерной форме.
5. Определить стабилизированную осадку по формуле Терцаги-Герсеванова.
6. Найти значения $s(t) = U_t \cdot s$ и построить кривую консолидации.

Поскольку порядок принимаемых в п.2 значений t не всегда очевиден, часто решение проводится в обратном порядке – сначала задаются значениями U_t , по которым из (7.54) определяется N , и при известных C_v и h находят время для принятой степени консолидации:

$$t = \frac{4h^2 \cdot N}{\pi^2 C_v}. \quad (7.55)$$

В практических расчетах фильтрационную консолидацию считают завершившейся при $U_t = 0,95$.

7.3.4 Консолидация при различных эпюрах уплотняющего давления

В практических расчетах используются решения одномерной задачи ТФК для эпюр уплотняющих давлений, отличных от рассмотренной прямоугольной. Так, при уплотнении слоя отсыпанного или намытого грунта под действием собственного веса эпюра давлений в соответствии с (7.48) будет треугольной с вершиной вверху (рис. 7.9 а, случай 1).

Второй случай также треугольной эпюры, но с вершиной внизу, соответствует эпюре дополнительных напряжений по оси фундамента, принятой в методе эквивалентного слоя (рис. 7.9 б, случай 2).

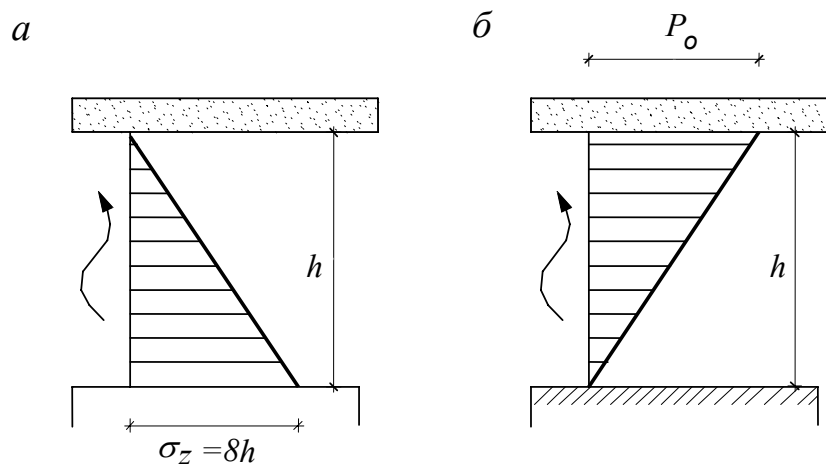


Рисунок 7.9 – Треугольные эпюры уплотняющих давлений для случаев 1 (а) и 2 (б)

Решения для этих двух случаев получены аналогично рассмотренному случаю прямоугольной эпюры, который обычно характеризуется как "случай 0". Результаты решений приведены в таблице 7.10, которая используется при построении кривых консолидации.

Таблица 7.10 – Значения U_t , N для расчета времени консолидации

U_t	N для случая			U_t	N для случая		
	0	1	2		0	1	2
0,1	0,02	0,12	0,005	0,6	0,71	0,95	0,42
0,2	0,08	0,25	0,02	0,7	1,00	1,24	0,69
0,3	0,17	0,39	0,06	0,8	1,40	1,64	1,08
0,4	0,31	0,55	0,13	0,9	2,09	2,35	1,77
0,5	0,49	0,73	0,24	0,95	2,80	3,17	2,54

7.3.5 Расчеты нарастания осадки фундаментов на слоистых основаниях

При слоистых основаниях используют средневзвешенные значения характеристик в пределах сжимаемой толщи.

Средневзвешенный коэффициент консолидации определяем по формуле:

$$\bar{C}_v = \bar{K}_\phi / (\bar{a}_o \gamma_w), \quad (7.56)$$

где \bar{K}_ϕ – средневзвешенный коэффициент фильтрации; \bar{a}_o – тоже относительной сжимаемости; γ_w – удельный вес воды.

Значение \bar{K}_ϕ определяем из условия, что потеря напора в пределах всей сжимаемой толщи равна сумме потери напоров отдельных слоев грунта.

При этом:

$$\bar{K}_\phi = \frac{H_c}{\sum_{i=1}^n h_i / K_i}, \quad (7.57)$$

где H_c – мощность сжимаемой толщи; K_i, h_i – соответственно коэффициент фильтрации и толщина i -го слоя грунта; n – число слоев в сжимаемой толще.

Если в основании залегают слои, резко отличающиеся по водопроницаемости, рассматриваются возможные условия оттока воды при консолидации основания.

Для основания, сложенного пылевато-глинистыми грунтами при коэффициентах фильтрации, отличающихся не более чем на 1...2 порядка, расчет выполняем по схеме односторонней фильтрации (случай 2) и средневзвешенным характеристикам. При этом в формуле (7.55) $h = H_c$ (рис. 7.10 а).

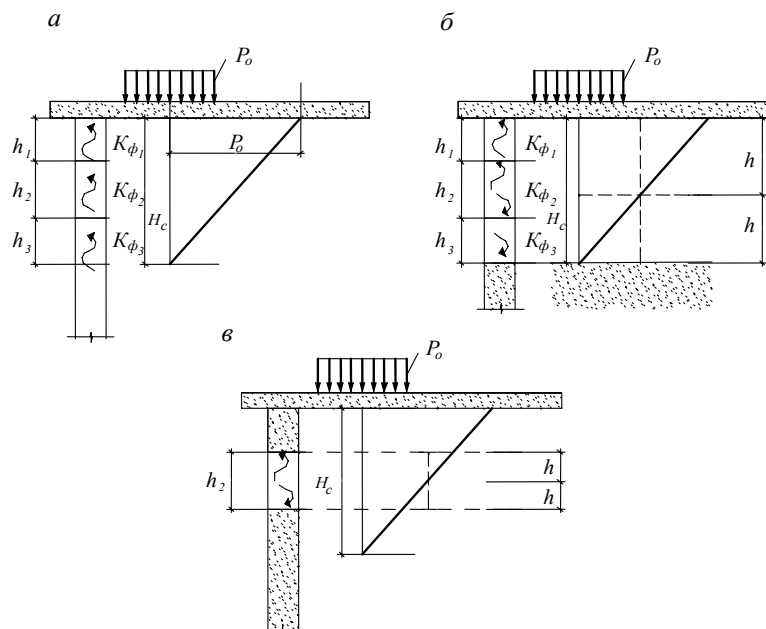


Рисунок 7.10 – Схемы расчета консолидации для слоистых оснований

Если же в нижней зоне основания залегают хорошо проницаемые грунты (песчаные, крупнообломочные), принимаем, что отжатие воды может идти вверх и вниз (рис. 7.10 б). В этом случае задача сводится к «случаю 0» при пути фильтрации, равном половине мощности сжимаемой толщи, т.е. $h = 0,5H_c$.

Строение основания на рисунке 7.10 в характеризуется залеганием в толще хорошо фильтрующих грунтов слоя глины или суглинка мощностью h_2 . В этом случае выделяется доля стабилизированной осадки, относящейся только к этому слою, и рассматривается ее нарастание во времени. Осадка хорошо фильтрующих грунтов считается завершившейся в период

строительства. Расчет сводят к случаю 0 при двусторонней фильтрации, принимая $h = 0,5h_2$.

В ряде случаев, особенно в сложных инженерно-геологических условиях, необходимо учитывать дополнительные факторы, влияющие на процесс консолидации: сжимаемость поровой воды, начальный градиент фильтрации, структурная прочность, ползучесть скелета грунта. Основные сведения по этим вопросам, а также решения теории консолидации для плоской и пространственной задач можно найти в работах В. А. Флорина, Н. А. Цытовича, П. Л. Иванова.

ГЛАВА 8

ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ ОСНОВАНИЙ И МАССИВОВ ГРУНТА

8.1 Понятие о предельном равновесии грунта в точке при стадии напряженно-деформированного состояния грунтов в основаниях

В практике строительства и эксплуатации зданий и сооружений известны случаи потери устойчивости оснований и массивов грунтов, сопровождающиеся разрушением взаимодействующих с ними конструкций. Это вызвано возникновением и развитием в грунте областей, в которых прочность его оказывается исчерпанной.

Обычно картина разрушения основания перегруженного фундамента (или его модели-штампа) представляет собой смещение одной части массива грунта относительно другой по некоторым поверхностям. При этом во всех их точках касательные напряжения достигают предельного значения, равного сопротивлению грунта сдвигу (рис.8.1).

Если в каждой точке основания выполняется условие $\tau < \tau_{сдв}$, то прочность грунта, а следовательно, и устойчивость системы "основание-фундамент" можно считать обеспеченной.

Если же из-за роста нагрузки или снижения прочности грунта приведенное неравенство перейдет в равенство:

$$\tau = \tau_{сдв}, \quad (8.1)$$

то такое состояние будет соответствовать предельному равновесию, недопустимому в реальных основаниях сооружений и тем в большей мере, чем в большем числе точек оно выполняется, т.е. чем больше области или зоны предельного равновесия. Причина здесь очевидна: при любом даже незначительном отклонении определяющих параметров (нагрузки, показателей грунта) произойдет нарушение равновесия с потерей устойчивости.

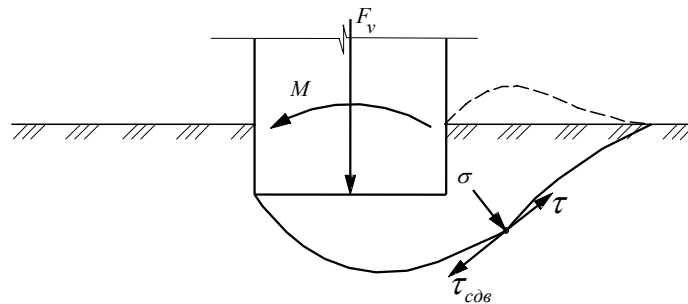


Рисунок 8.1 – Схема потери устойчивости основания

Поэтому равенство (8.1), представляющее собой условие предельного равновесия грунта в точке, используется во всех задачах, связанных с прочностью и устойчивостью оснований. Для этого необходимо иметь запись (8.1) в развернутой форме с использованием различных компонент напряжений. В любой форме записи условие предельного равновесия должно включать также прочностные характеристики грунта.

Рассмотрим процесс работы грунта в основании фундамента. В связи с важностью данного вопроса его интенсивно исследовали экспериментально и теоретически. Экспериментальные исследования включали замеры осадок при изменяющейся нагрузке на штампы и натурные фундаменты, замеры перемещений различных точек по глубине основания, анализ изменения плотности грунта, определение областей разрушения. Впервые процесс деформирования песчаного основания с разработкой метода фотофиксации перемещений частиц изучил профессор В. И. Курдюмов в 1889 году, его метод широко применялся в дальнейшем.

Обобщение данных практики, анализ происходящих в грунте основания изменений и характера зависимости осадки фундамента от нагрузки (рис. 8.2) позволили выделить следующие стадии напряженно-деформированного состояния (НДС) оснований:

I – стадия уплотнения (участок *Об* на кривой *1*). Зависимость $S = f(p)$ на этом участке мало отличается от линейной. Название стадии связано с тем, что в ней преобладает уплотнение грунта в основании с перемещением частиц преимущественно по вертикали.

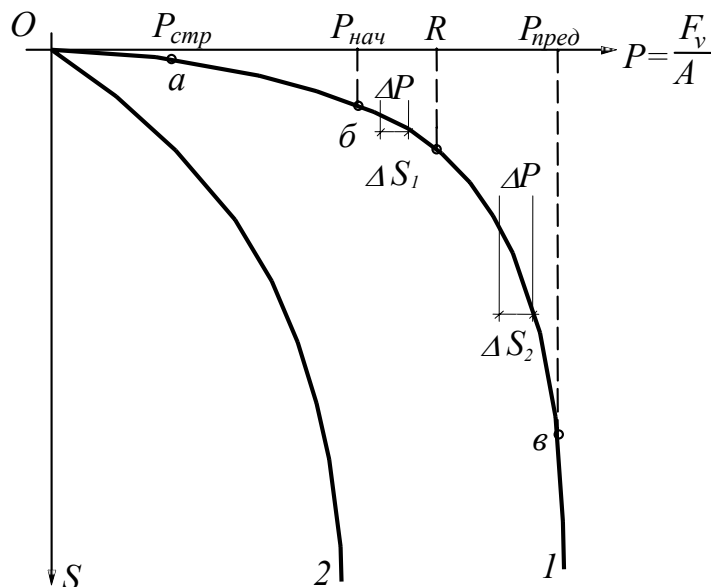


Рисунок 8.2 – Характер зависимости осадки от нагрузки

Можно считать, что при этом уплотняется только несущий столб грунта, образованный вертикалями, проходящими через края подошвы фундамента. Наибольшее давление, ограничивающее рассмотренный

участок, соответствует начальной критической нагрузке, при которой ни в одной точке основания еще не наступает состояние предельного равновесия. Поэтому любое давление $p < p_{нач}$ можно считать абсолютно безопасным для основания.

II – стадия сдвигов (участок *бв* кривой *I*). Здесь перемещения частиц грунта существенно отклоняются от вертикали, а под краями подошвы происходит выдавливание грунта. В прилегающих областях касательные напряжения достигают предельного значения, равного сопротивлению сдвигу. Это области, в которых прочность грунта исчерпана, поэтому их называют областями (зонами) сдвига, пластическими, неустойчивыми, предельного равновесия и т.д. Разрушающее действие этих зон подобно действию трещин, развивающихся в растянутой зоне изгибаемой балки.

Развитие областей сдвигов под подошвой и в стороны от фундамента ускоряет рост осадок: при одинаковом приращении давления Δp приращения осадки ΔS в начале и конце стадии сдвигов различны, причем $\Delta S_1 \ll \Delta S_2$ (рис. 8.2).

К концу второй стадии зоны сдвига охватывают всю подошву фундамента, а при неглубоком его заложении выходят на поверхность грунта, образуя бугры выпора. Фундамент дает резкую (провальную) осадку, что характеризует наступление III стадии – стадии разрушения или выпора.

Очевидно, что для оснований фундаментов реальных сооружений наступление третьей стадии недопустимо. Чаще всего для обеспечения надежности сооружений можно допустить работу основания в начале стадии сдвигов, когда неустойчивые зоны локализованы и ограничены со всех сторон областями устойчивого грунта.

Нагрузка, соответствующая точке *в* кривой *I*, называется *предельной критической нагрузкой* (по терминологии СНиП, несущей способностью или предельным сопротивлением основания). Очевидно, можно также говорить о предельном критическом давлении $P_{пред}$.

Приведенная стадийность работы оснований была дана Н. М. Герсеговым в 1930 г. и послужила одним из факторов, обосновывающих применение к расчетам оснований теории линейно-деформируемой среды (ТЛДС), основанной на использовании решений задач теории упругости.

Для грунтов, обладающих структурной прочностью, в начале стадии уплотнения можно выделить еще точку *а*, положение которой определяет начало упругой стадии грунта.

На участке *бв* стадии сдвигов графика $S = f(p)$ указана точка, в которой давление $p = R$. В нормах проектирования это давление называется расчетным сопротивлением грунта основания. Им ограничивается давление по подошве фундаментов, допуская тем самым работу основания в стадии сдвигов при некотором небольшом развитии зон предельного равновесия.

График вида кривой 1 характерен для достаточно плотных грунтов, особенно песчаных, и при неглубоко заложенных фундаментах. Для слабых грунтов зависимость $S = f(p)$ чаще имеет вид кривой 2 (рис. 8.2) и выделение названных стадий здесь затруднительно. Тем не менее оно проводится, если расчеты базируются на обычно применяемых решениях линейной механики грунтов. Более точные результаты получают на основе нелинейных моделей грунта.

8.2 Условие предельного равновесия и различные формы его записи

Из записи в простейшей форме (8.1) видно, что условие предельного равновесия (УПР) эквивалентно закону Кулона, если под касательным напряжением понимать его максимальное значение:

$$\tau = \tau_{max} = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (8.2)$$

Используя давление связности $p_c = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$, (8.2), можно записать:

$$\tau = (\sigma_n + p_c) \operatorname{tg} \varphi, \quad (8.3)$$

где $\sigma_n + p_c$ - приведенное напряжение.

В связи с этим УПР называется также условием прочности Кулона или Кулона-Мора, так как О. Мором было предложено условие прочности в общем виде $\tau = f(\sigma_n)$, частными случаями которого являются (8.2, 8.3).

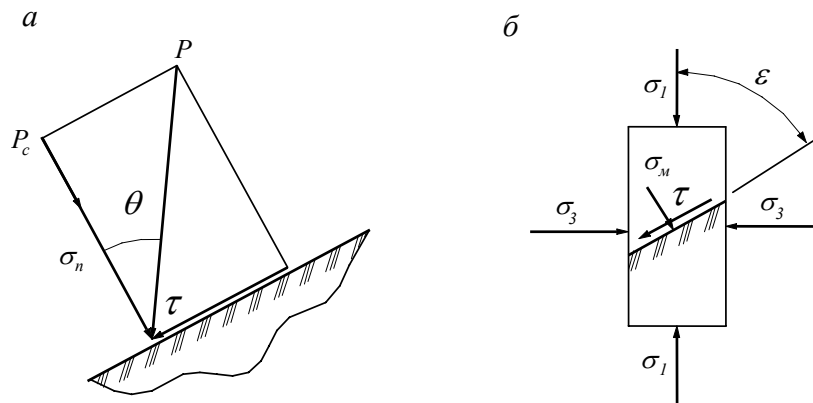


Рисунок 8.3 – К понятию угла отклонения (а) и предельное напряженное состояние образца грунта (б)

Для характеристики напряженного состояния грунта на некоторой площадке часто используют угол отклонения полного напряжения p от нормали к площадке, тангенс которого равен (рис. 8.3, а):

$$\operatorname{tg} \theta = \tau / (\sigma_n + p_c). \quad (8.4)$$

Сопоставляя (8.3, 8.4), можно УПР выразить через угол отклонения: максимальный угол отклонения равен углу внутреннего трения грунта, т.е.:

$$\theta_{max} = \varphi. \quad (8.5)$$

Пусть в стабилометре испытывается образец грунта, по граням которого действуют напряжения σ_1 и σ_3 ($\sigma_1 < \sigma_3$) (рис. 8.3, б), и на некоторой площадке имеет место состояние предельного равновесия, так что выполняется условие Кулона.

Представим напряженное состояние с помощью круга напряжений (рис. 8.4), причем значком * будем отмечать приведенные напряжения. Угол наклона прямой из начала координат в точку круга с напряжениями σ^* , θ есть угол отклонения, так как его тангенс выражается соотношением (8.4). По условию (8.5) при $\theta = \theta_{max}$ прямая касается круга напряжений и точка касания соответствует площадке, на которой имеет место предельное напряженное состояния. Запишем это условие через главные напряжения.

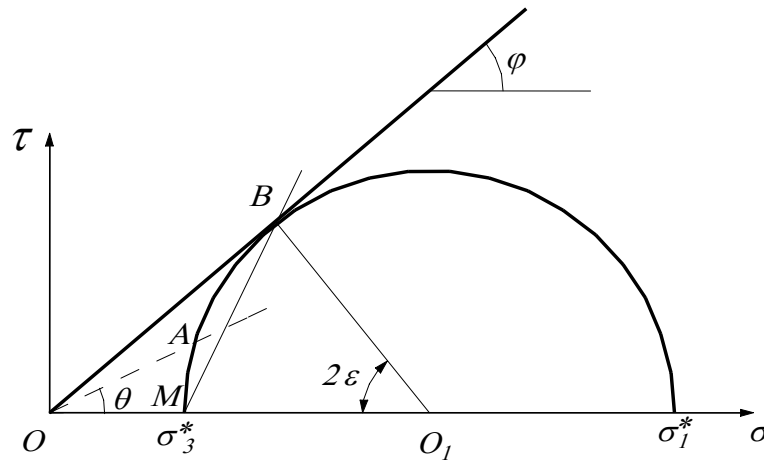


Рисунок 8.4 – Предельная прямая и предельный круг напряжений

Из $\triangle OBO_1$ получаем:

$$\frac{BO_1}{OO_1} = \sin \varphi; \quad BO_1 = \frac{\sigma_1^* - \sigma_3^*}{2}; \quad OO_1 = \frac{\sigma_1^* + \sigma_3^*}{2}.$$

Тогда условие предельного напряженного состояния в приведенных напряжениях имеет вид:

$$\frac{\sigma_1^* - \sigma_3^*}{\sigma_1^* + \sigma_3^*} = \sin \varphi. \quad (8.6)$$

Для несвязных грунтов, у которых $c = 0$ и $\sigma^* = \sigma$, т.е. приведенные и реальные напряжения равны, запись (8.6) остается в том же виде:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin \varphi.$$

Для грунтов, обладающих сцеплением, подставив в (8.6) $\sigma_i^* = \sigma_i + c \operatorname{ctg} \varphi$ ($i = 1, 3$), получаем условие предельного напряженного состояния в виде:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi. \quad (8.7)$$

Из выражения (8.7) при $\sigma_3 = 0$ получаем сопротивление одноосному сжатию образца пылевато-глинистого грунта с характеристиками прочности φ, c (рис. 8.5, а):

$$\sigma_{сж} = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (8.8)$$

При $\varphi = 0$, т.е. для идеально связного грунта имеем $\sigma_{сж} = 2c$ (рис. 8.5, б).

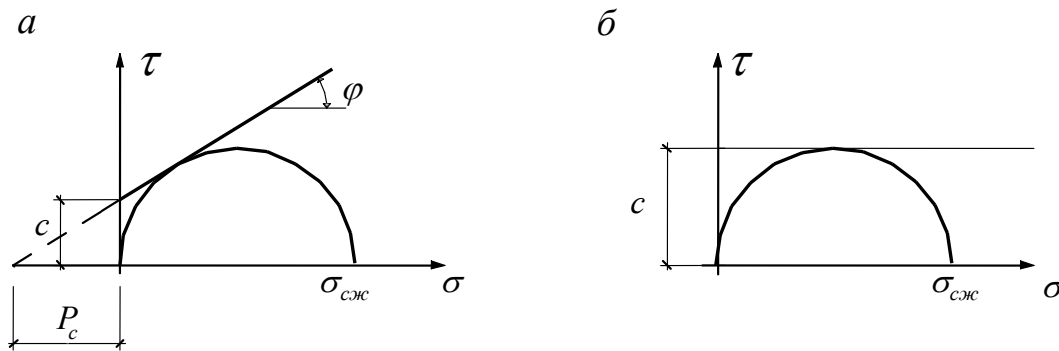


Рисунок 8.5 – Предельные круги напряжений для связного (а) и идеально связного (б) грунтов для условий одноосного сжатия

Важное свойство условия Кулона состоит в том, что оно определяет положение площадок сдвига, т.е. значение угла θ на рисунке 8.3, б. Для его определения нужно составить выражение $F = \tau - \sigma \operatorname{tg} \varphi$, записав τ и σ через главные напряжения и угол θ , а затем из условия $dF/d\theta = 0$ найти θ . Он связан с углом внутреннего трения:

$$\varepsilon = \pi/4 - \varphi/2. \quad (8.9)$$

Это непосредственно видно из рисунка 8.4: точка M есть полюс круга напряжений, поэтому прямая MB задает положение площадки сдвига, а $\angle BMO_1$ - угол между нею и горизонталью. Из $\triangle MBO$ очевидно, что $\angle BMO_1 = \pi/4 + \kappa/2$, откуда следует значение ε по (8.9).

Из курса сопротивления материалов известны формулы, связывающие главные напряжения с напряжениями на площадках, параллельных координатным осям:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{matrix} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}.$$

Подставляя их в (8.7), получаем еще одну форму условия предельного равновесия или предельного напряженного состояния:

$$(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 = (\sigma_x + \sigma_z + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2 \sin^2 \varphi. \quad (8.10)$$

Для пространственных задач, когда напряженное состояние описывается шестью компонентами матрицы напряжений или тремя главными напряжениями $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ все они, очевидно, должны входить в условие прочности. Особенностью условия Кулона-Мора является неучет промежуточного главного напряжения σ_2 . Во многих практически важных случаях это влияние несущественно и им можно пренебречь. В то же время применение условия Кулона позволяет упростить решение задач по оценке устойчивости грунтов. Этим объясняется его широкое использование.

Однако в некоторых случаях, особенно для плотных песчаных и крупнообломочных грунтов, учет влияния промежуточного главного напряжения оказывается целесообразным. Тогда используются более сложные условия прочности, например, условие Мизеса-Боткина, согласно которому соотношение, аналогичное закону Кулона, выполняется на октаэдрических площадках, равно наклоненных к направлениям главных напряжений.

8.3 Определение начальной критической нагрузки и расчетного сопротивления основания

Рассмотрим фундамент с глубиной заложения d под стену здания. В основании - однородный грунт с характеристиками γ , φ , c . Принимаем расчетную схему со средним давлением $p = F_v/A$ по ширине подошвы и пригрузкой γd вне ее за счет веса грунта в пределах глубины заложения (рис. 8.6). Представим эту схему как суперпозицию двух рассматривавшихся ранее. Принимая гидростатическое распределение напряжений от сплошной нагрузки (при коэффициенте бокового давления $\xi = 1$) и используя формулы для главных напряжений от полосовой нагрузки, получаем:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right\} = \frac{p - \lambda d}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta) + \gamma(d + z), \quad (8.11)$$

где 2β - угол видимости в точке M (рис. 8.6).

Будем считать, что формулу (8.11) можно использовать в начале стадии сдвигов, когда в некоторых точках основания уже выполняется условие прочности (8.7). Подставив в него главные напряжения по (8.11), имеем:

$$\frac{p - \gamma d}{\pi} (\sin 2\beta - 2\beta \sin \varphi) - \gamma(d + z) \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi = 0, \quad (8.12)$$

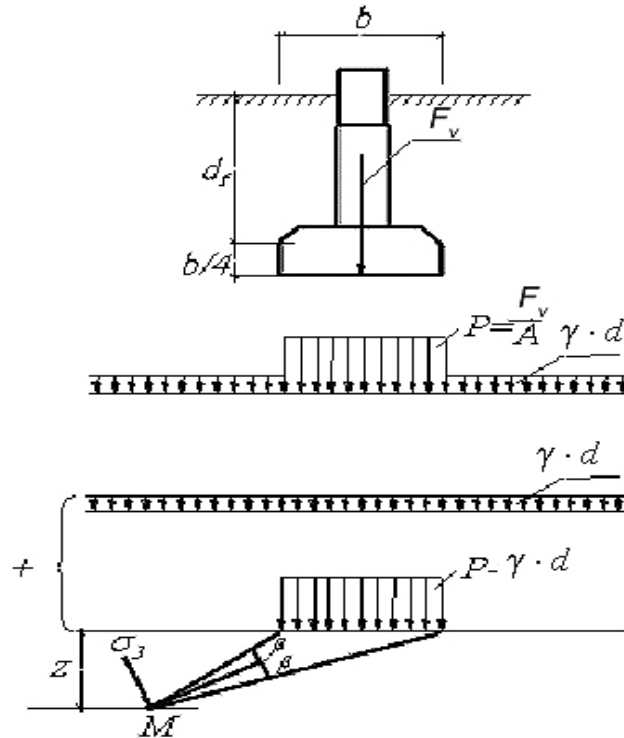


Рисунок 8.6 – Расчетная схема к определению начальной критической нагрузки

В последнем уравнении значения β , z можно рассматривать как координаты точек, в которых под действием нагрузки p выполняется условие предельного равновесия и возникают площадки сдвига, ориентированные относительно σ_1 под углом $\pm \varepsilon$ в соответствии с (8.9). В таких точках площадки сдвига совпадут с лучами, проведенными из точки M к краям подошвы фундамента, т.е.:

$$\beta = \pi/4 - \varphi/2, \quad 2\beta = \pi/2 - \varphi. \quad (8.13)$$

Разрешая (8.12) относительно p и подставляя значение угла видимости по (8.13), получаем:

$$p = \frac{\pi \gamma (d + z) + \pi c \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + \gamma d. \quad (8.14)$$

По смыслу начальной критической нагрузки в (8.14) следует принять $z = 0$, тогда

$$p_{нач} = M_q \gamma d + M_c c, \quad (8.15)$$

где M_q, M_c - коэффициенты, зависящие только от угла внутреннего трения и определяющиеся соотношениями:

$$\begin{aligned} M_q &= \frac{ctg \varphi + \pi/2 + \varphi}{ctg \varphi - \pi/2 + \varphi}; \\ M_c &= \frac{\pi ctg \varphi}{ctg \varphi - \pi/2 + \varphi}. \end{aligned} \quad (8.16)$$

Впервые задача о начальной критической или совершенно безопасной нагрузке на основание была поставлена и решена Н. П. Пузыревским.

Из формулы (8.15) видно, что для несвязного грунта ($c = 0$) начальная критическая нагрузка прямо пропорциональна глубине заложения фундамента. При $d = 0$ (незаглубленный фундамент) такое основание сразу начинает работать в стадии сдвигов. По (8.15) ширина подошвы не влияет на $p_{нач}$, в то же время очевидно, что если допустить развитие в основании некоторых зон предельного равновесия, то их влияние на интенсивность развития осадки для широкого фундамента будет меньше, чем для узкого.

В общем, ограничение нагрузки по подошве фундамента значением $p_{нач}$ по (8.15) приводит к надежным, но неэкономичным решениям, что подтверждено практикой строительства. Поэтому предложены различные варианты обоснования повышения критической нагрузки на основе формулы (8.14), если принимать в ней $z > 0$. Критерием при этом служила та или иная степень развития зон сдвига. Наибольшее распространение получила формула, следующая из (8.14) при подстановке в ее значения $z = 0,25 b$:

$$p_{нач} = M_\gamma \gamma b + M_q \gamma' d + M_c c, \quad (8.17)$$

где M_γ - коэффициент при слагаемом, учитывающем влияние удельного веса и ширины подошвы фундамента, также зависящий от угла внутреннего трения:

$$M_\gamma = \frac{0,25 \pi}{ctg \varphi - \pi/2 + \varphi}.$$

Коэффициенты M_q, M_c сохраняют прежние значения по (8.16).

Значение $p_{нач}$ по (8.17) было названо нормативным давлением на основание и включено в нормы проектирования оснований зданий и сооружений в 1955 году. В дальнейшем эта величина корректировалась на основе данных практики фундаментостроения и специальных исследований. В современных нормах она названа расчетным сопротивлением основания и

отражает влияние различных факторов, не учитываемых расчетной схемой на рисунке 8.6. К ним относятся:

- зависимость условий работы основания от типа сооружения, его конструктивной схемы и жесткости;
- вид грунтов и степень достоверности определения, используемых в расчетах характеристик грунтов;
- слоистость основания;
- возможность различной глубины заложения с разных сторон фундамента, например, из-за наличия в здании подвала;
- разброс частных значений показателей грунтов: в формуле используются расчетные значения γ , φ , c , определяемые статистической обработкой.

Обобщающая формула (8.17) для расчетного сопротивления грунта основания имеет вид:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z \gamma_{II} b + M_q \gamma'_{II} d_1 + (M_q - 1) \gamma'_{II} d_b + M_c c]. \quad (8.18)$$

8.4 Основы теории предельного равновесия

При значительном развитии областей сдвигов рассмотренный подход к определению критических нагрузок с использованием формул (8.1) становится неправомерным. Поэтому задача определения предельной нагрузки должна быть поставлена в общем виде, без использования соотношений, установленных по теории линейно-деформируемой среды.

Как будет показано ниже, это одна из задач теории предельного напряженного состояния (или предельного равновесия), рассматривающая напряженное состояние массивов грунтов в откосах, за ограждениями, вокруг анкерных конструкций и т.п. Основоположителем теории предельного равновесия является французский инженер и ученый Ш. Кулон, изучивший в 1773 г. предельное равновесие сводов и подпорных стен. В современном виде теория предельного равновесия грунтов и общий метод решения ее задач были разработаны в трудах В. В. Соколовского в 1939 г. Графический метод решения плоской задачи предложен С. С. Голушкевичем, а решение пространственной осесимметричной задачи получено В. Г. Березанцевым. Дальнейшее развитие теория получила в работах: М. В. Малышева, Ю. А. Соболевского, Ю. И. Соловьева, А. С. Строганова, А. К. Черникова, П. И. Яковлева, Г. Мейергофа, Ж. Биареза и др.

Приведем уравнения теории предельного равновесия для условий плоской задачи, когда напряженное состояние грунта можно охарактеризовать на плоскости xOz нормальными напряжениями σ_x , σ_z и касательными $\tau_{xz} = \tau_{zx} = \tau$.

Дифференциальные уравнения равновесия в точке получим,

рассматривая элементарный объем грунта $dx \cdot dz \cdot l$ (рис. 8.7). Приравнявая к нулю суммы проекций на координатные оси, имеем:

(8.20)

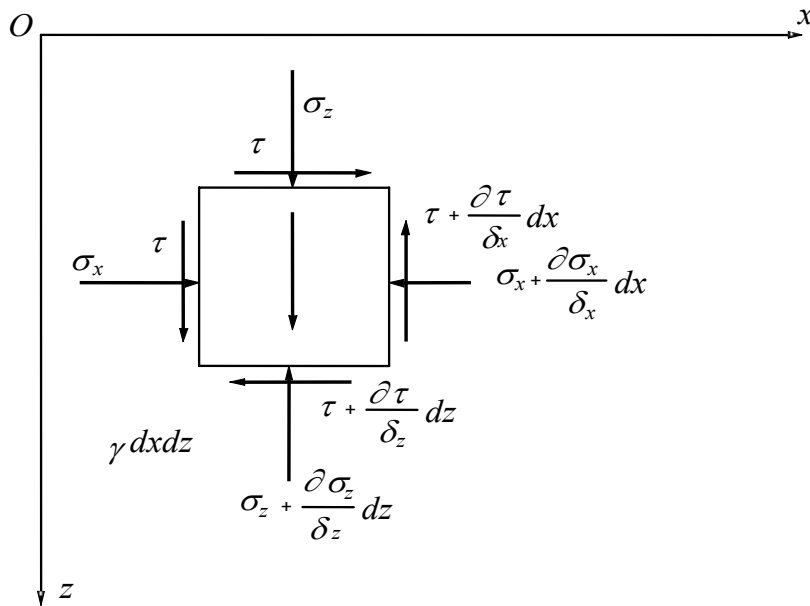


Рисунок 8.7 – К выводу дифференциальных уравнений равновесия

Присоединив к уравнениям (8.20) условие предельного напряженного состояния (8.10), получаем систему трех уравнений с тремя неизвестными напряжениями. Такие задачи рассматриваются как статически определимые.

Предельной будет нагрузка, вызывающая в основании распределение напряжений, удовлетворяющее приведенной системе уравнений.

Вводим подстановку:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_x \\ \sigma_z \end{array} \right\} = \sigma (1 \pm \sin \varphi \cos 2\theta) - p_c; \quad (8.21)$$

$$\tau = \sigma \sin \varphi \sin 2\theta,$$

где $\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + p_c$ - приведенное среднее напряжение; θ - угол

между первым главным напряжением и осью Ox .

$$\sum z = 0 : \quad \frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma.$$

Подстановка (8.21) обращает условие предельного равновесия в тождество, а уравнение (8.20) – в систему двух уравнений в частных производных первого порядка:

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \sigma}{\partial x} (1 + \sin \varphi \cos 2\theta) + \frac{\partial \sigma}{\partial z} \sin \varphi \sin 2\theta - \\
& - 2\sigma \sin \varphi \left(\sin 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial x} - \cos 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) = 0; \\
& \frac{\partial \sigma}{\partial x} \sin \varphi \sin 2\theta + \frac{\partial \sigma}{\partial z} (1 - \sin \varphi \cos 2\theta) + \\
& + 2\sigma \sin \varphi \left(\cos 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial x} + \sin 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) = \gamma.
\end{aligned} \tag{8.22}$$

Система уравнений (8.22) относится к гиперболическому типу и имеет два действительных семейства характеристик с уравнениями:

$$dz = dx \operatorname{tg}(\theta \mp \varepsilon), \tag{8.23}$$

причем на характеристиках выполняются соотношения:

$$d\sigma \mp 2\sigma \operatorname{tg} \varphi \cdot d\theta = \mp \frac{\gamma}{\cos \varphi} \cdot \frac{\cos(\theta + \varepsilon)}{\cos(\theta \mp \varepsilon)} dx, \tag{8.24}$$

где $\varepsilon = \pi/4 - \varphi/2$.

Доказано, что линии скольжения в состоянии предельного равновесия совпадают с характеристиками (8.23).

В некоторых случаях уравнения (8.23, 8.24) можно проинтегрировать и установить очертание линий скольжения. Наиболее важными из таких случаев являются минимальное и максимальное предельные напряженные состояния.

Рассмотрим массив грунта, ограниченный горизонтальной поверхностью, на которой приложена равномерно распределенная нагрузка q , удельный вес грунта γ . Из уравнений равновесия (8.20) следует:

$$\tau = 0; \quad \sigma_z = \gamma z + q. \tag{8.25}$$

Из выражения для касательного напряжения (8.21) получаем ($\sigma, \varphi \neq 0$) $\sin 2\theta = 0$. Угол θ может быть равен 0 или $\pi/2$, поэтому возможны два случая предельного равновесия:

1. Большее главное напряжение вертикально, т.е. $\theta = \pi/2$ и, соответственно, $\sigma_I = \sigma_z$; $\sigma_3 = \sigma_x$. Сопоставляя выражения для σ_z по (8.25, 8.21), получаем:

$$\sigma = \frac{\gamma \cdot Z + q + p_c}{1 + \sin \varphi}.$$

Меньшее главное напряжение, действующее горизонтально, на основании (8.21) равно:

$$\sigma_x = \sigma_3 = (\gamma z + q) \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - p_c \left(1 - \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) = (\gamma z + q) \lambda_a - 2c \sqrt{\lambda_a}. \quad (8.26)$$

Уравнения (8.24) интегрируются при $\theta = \pi/2$ и линии скольжения представляют собой прямые, наклоненные к оси Oz и напряжению σ_I под углом $\pm \varepsilon$ (рис. 8.8, а):

$$z = \pm x \cdot \operatorname{ctg} \varepsilon + \operatorname{const}.$$

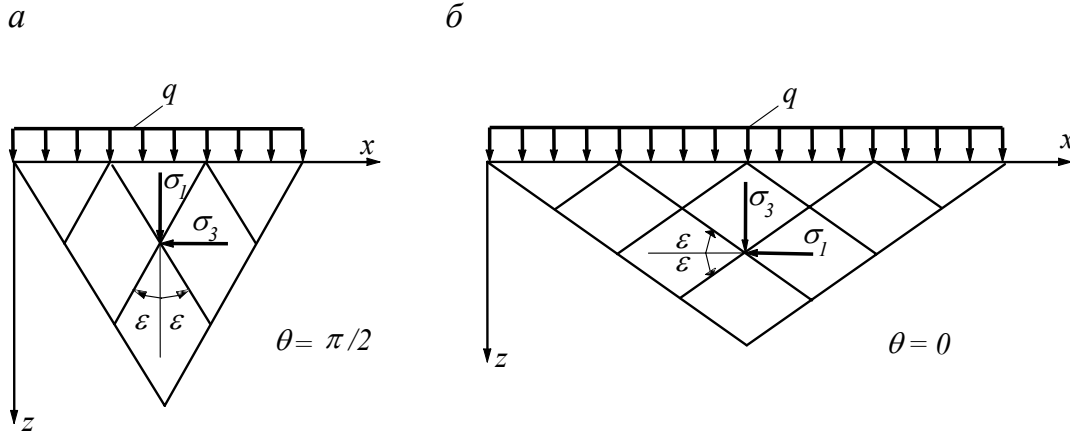


Рисунок 8.8 – Минимальное (а) и максимальное (б) предельные напряженные состояния

Этот случай, когда $\sigma_z > \sigma_x$, называется *минимальным напряженным состоянием*. Если представить, что массив грунта слева ограничен гладкой вертикальной стеной, то рассмотренное положение характеризует активное давление на нее грунта, а коэффициент:

$$\lambda_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_I} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) = \operatorname{tg}^2 \varepsilon \quad (8.27)$$

называется *коэффициентом активного бокового давления грунта*.

2. Аналогично рассматриваем случай $\theta = 0$, когда $\sigma_x = \sigma_I$, $\sigma_z = \sigma_3$. Здесь из выражения для σ_z по (8.21, 8.25) получаем:

$$\sigma = \frac{\gamma \cdot Z + q + p_c}{1 - \sin \varphi},$$

тогда:

$$\begin{aligned} \sigma_x = \sigma_I &= \sigma(1 + \sin \varphi) - p_c = \\ &= (\gamma z + q) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + p_c \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} - 1 \right) = (\gamma z + q) \lambda_n + 2c \sqrt{\lambda_n}. \end{aligned} \quad (8.28)$$

Уравнения линий скольжения после интегрирования (8.23) имеют вид:

$$z = \pm x \cdot \operatorname{ctg} \varepsilon + \operatorname{const},$$

что соответствует прямым, наклоненным к оси Ox под углом $\pm \varepsilon$ (рис. 8.8, б).

Это случай максимального напряженного состояния, или предельного равновесия, предшествующего выпору грунта со смещением вверх под действием надвигающейся на него гладкой вертикальной стены. Поэтому коэффициент:

$$\lambda_n = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) = 1/\lambda_a \quad (8.29)$$

называется *коэффициентом пассивного бокового давления*.

Решения теории предельного равновесия также упрощаются, если не учитывать вес грунта, считая его "невесомым" ($\gamma = 0$). Уравнения (8.24) при этом интегрируются:

$$\sigma = C_1 \exp(\pm 2\theta \operatorname{tg} \varphi), \quad (8.30)$$

где C_1 - постоянная интегрирования.

Покажем использование приведенных соотношений на примере определения предельного давления на невесомое основание (задача Прандтля-Рейснера).

Пусть трение по подошве фундамента отсутствует, т.е. $\tau = 0$. Вне ее на основание с характеристиками прочности φ, c действует равномерно распределенная нагрузка q (рис. 8.9). Согласно изложенному, в зоне OAB имеет место минимальное напряженное состояние, а в зоне ODC - максимальное. Область BOC переходная и в ней значение θ изменяется от $\pi/2$ до 0 .

В OAB при $\theta = \pi/2$ $\sigma_z = \sigma(1 + \sin \varphi) - p_c = p_{пред}$, откуда:

$$\sigma = \frac{p_{пред} + p_c}{1 + \sin \varphi}. \quad (8.31)$$

В области ODC при $\theta = 0$ $\sigma_z = \sigma(1 - \sin \varphi) - p_c = q$ и соответственно:

$$\sigma = \frac{q + p_c}{1 - \sin \varphi}. \quad (8.32)$$

В переходной области справедливо (8.30), а постоянную C_1 можно найти из условия на линии OC : при $\theta = 0$ $\sigma = C_1 \exp 0 = C_1$, т.е. с учетом (8.32) постоянная равна:

$$C_1 = \frac{q + p_c}{1 - \sin \varphi}. \quad (8.33)$$

Следовательно, в области BOC по (8.30, 8.33):

$$\sigma = \frac{q + p_c}{1 - \sin \varphi} \exp(2\theta \operatorname{tg} \varphi). \quad (8.34)$$

Теперь из условия на линии OB , приравнивая σ по (8.31) и (8.34), можно найти неизвестное предельное давление:

$$p_{пред} = (q + p_c) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi) - p_c. \quad (8.35)$$

Для идеально связного грунта предельный переход в (8.35) при $\varphi \rightarrow 0$ дает формулу Прандтля:

$$p_{пред} = (\pi + 2)C + q. \quad (8.36)$$

Известны другие аналитические решения уравнений предельного равновесия для невесомого грунта. Однако неучет действия веса грунта приводит к занижению предельной нагрузки. Поэтому такие решения можно использовать при значительных нагрузках на основание и небольших размерах сооружений. Они находят также применение для интерпретации лабораторных и полевых испытаний грунтов, когда весом грунта в областях сдвига можно пренебречь из-за небольших размеров, особенно при значительном сцеплении. Типичным примером такого рода является статическое зондирование.

Кроме того, аналитические решения в замкнутом виде используются при рассмотрении сложных задач и построении их расчетных схем. Так, В. В. Соколовский обосновал возможность наложения предельных напряженных состояний с получением суммарной предельной нагрузки по замкнутым решениям. Например, сложение предельных нагрузок для невесомой связной ($\varphi \neq 0, c \neq 0, \gamma = 0$) и весовой идеально сыпучей среды ($\varphi \neq 0, c = 0, \gamma \neq 0$) дает предельную нагрузку для весовой связной среды с несколько пониженным углом внутреннего трения.

Положение областей минимального и максимального предельных напряженных состояний и характер линий скольжения в них по решению Прандтля-Рейснера (рис. 8.9) приняты за основу во многих приближенных методах определения предельной нагрузки на фундамент. При этом учитывался установленный многочисленными опытами факт образования под подошвой фундамента при его нагружении и осадке ядра из уплотненного грунта, не находящегося в предельном состоянии. Оно действует как жесткое дополнение фундамента, подобно клину приводя к выпору прилегающих областей. Очертание ядра обосновывалось экспериментальными данными и принималось по-разному различными авторами. Причина здесь в том, что на форму ядра влияют многие факторы: жесткость фундамента, шероховатость подошвы, свойства грунта, характер нагружения и др. Приблизленно учитывался также вес грунта в сдвигаемых областях.

Первое из таких решений, широко применявшееся на практике, дал К. Терцаги (1943 г.). Уплотненное ядро под подошвой фундамента

ограничено прямыми из краев подошвы, наклоненными к ней под углом внутреннего трения грунта (рис. 8.10).

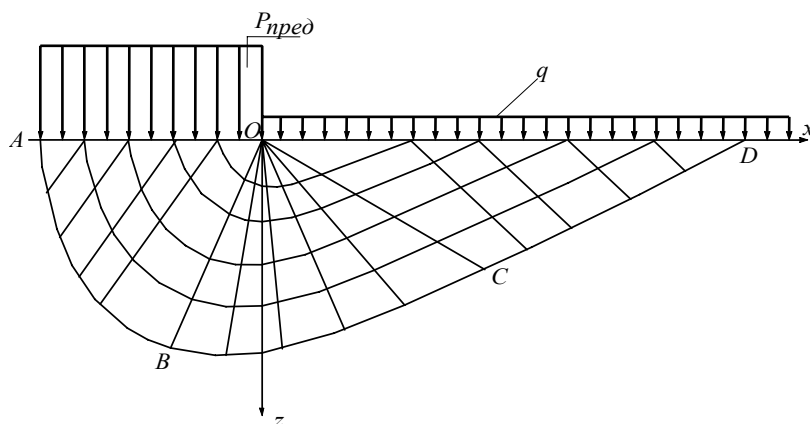


Рисунок 8.9 – Линии скольжения при определении предельной нагрузки на невесомое основание

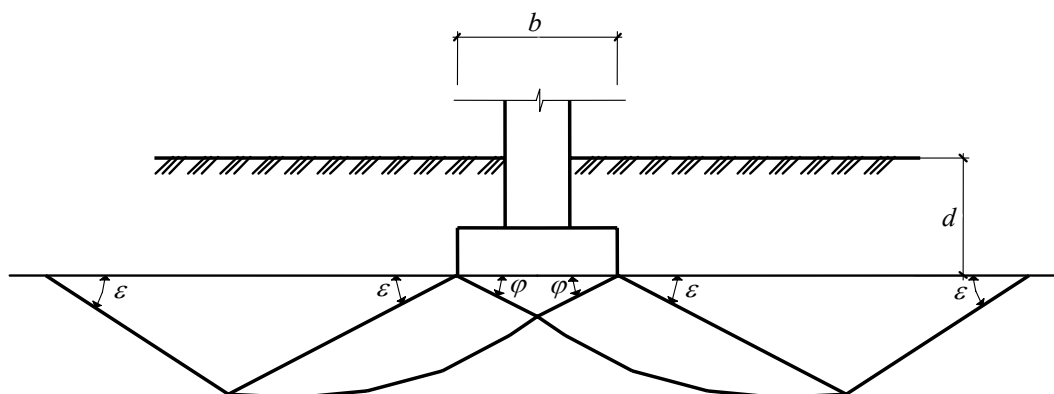


Рисунок 8.10 – Расчетная схема в решении К. Терцаги

Решение было представлено в трехчленной форме, ставшей в дальнейшем общепринятой:

$$p_{пред} = N_{\gamma} \gamma b + N_q \gamma d + N_c c, \quad (8.37)$$

где N_{γ} , N_q , N_c – коэффициенты несущей способности, зависящие от угла φ .

Последние коэффициенты взаимосвязаны:

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi. \quad (8.38)$$

Аналогичные соотношения выполняются для M_q , M_c в (8.17), что легко проверить.

Наряду с аналитическими методами и упрощенными решениями задач теории предельного равновесия третьим и основным по возможностям ее применений и направлением является решение системы уравнений (8.22)

численными методами. Дальнейшее преобразование уравнений и решение их методом конечных разностей позволяет рассматривать предельное напряженное состояние оснований при различных граничных условиях, массивов грунтов в откосах, за подпорными стенками, вокруг свай и грунтовых анкеров.

В классических работах В. В. Соколовского дано исчерпывающее решение плоской задачи теории предельного равновесия с обобщением на нелинейное условие прочности и слоистость среды.

Осесимметричная задача сыпучей среды была разработана В. Г. Березанцевым. Он также выполнил большие экспериментальные исследования условий наступления предельного напряженного состояния с разработкой различных схем для свай и фундаментов глубокого заложения.

В настоящее время дальнейшее развитие теории предельного напряженного состояния грунтов связывается с повышением требований к точности применяемого условия прочности и с построением так называемых полных решений, характеризующих совместными полями напряжений и скоростей пластических деформаций. С этим направлением, основанным на идеях и методах теории пластичности, можно ознакомиться в работах Ю. И. Соловьева, А. С. Строганова, А. К. Черникова.

8.5 Формулы для определения предельной критической нагрузки

Формулы для определения предельной критической нагрузки или предельного сопротивления основания приводятся к виду (8.37). Наибольшее практическое применение получили формулы на основе решений В. В. Соколовского и В. Г. Березанцева.

Решение В.В.Соколовского дано для схемы действия наклонной нагрузки с односторонним выпором грунта (рис. 8.11).

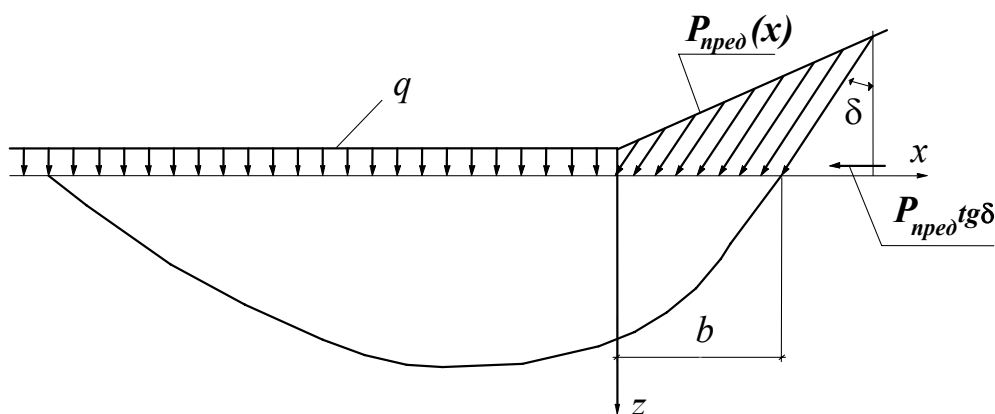


Рисунок 8.11 – Расчетная схема при наклонной нагрузке

Вертикальная составляющая предельной нагрузки в точке загруженной полосы $0 \leq x \leq b$ определяется по формуле:

$$p_{пред} = N_{\gamma} \gamma x + N_q q + N_c c,$$

где N_{γ} , N_q , N_c - коэффициенты несущей способности, зависящие от угла внутреннего трения и угла наклона нагрузки δ .

Указанные коэффициенты затабулированы для значений $\varphi \leq 40^\circ$ и $\delta \leq 40^\circ$. Горизонтальная составляющая предельной нагрузки равна $p_{np} \operatorname{tg} \delta$.

Решение В. Г. Березанцева получено для предельной нагрузки на основание ленточного (плоская задача) и кругового (осесимметричная задача) фундамента. Последнее можно применять для фундаментов квадратной или близкой к ней формы. Расчетная схема подобна схеме Терцаги, но уплотненное ядро под подошвой принималось в виде треугольника с углом при вершине 90° и соответствующего конуса при решении осесимметричной пространственной задачи. Кроме того, очертание линий скольжения бралось на основе их анализа в численных решениях для грунта с учетом его веса. Результаты расчетов также приводились к форме (8.37).

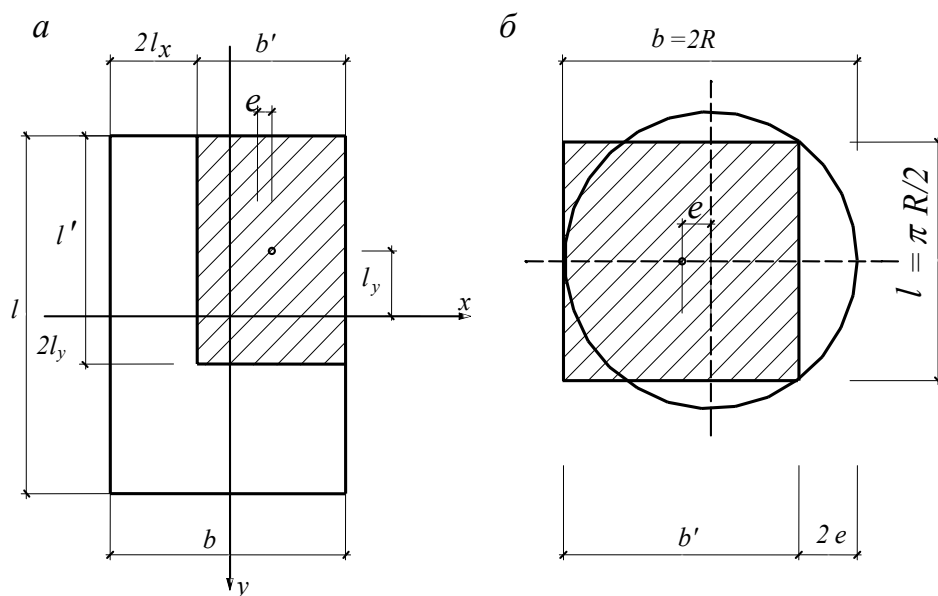


Рисунок 8.12 – Схемы определения приведенных размеров подошвы прямоугольного (а) и круглого фундаментов (б)

На основе анализа, приведенных и других решений в нормах проектирования, принята следующая формула для вертикальной составляющей силы предельного сопротивления основания, сложенного несколькими грунтами в стабилизированном состоянии:

$$N_u = b' l' (N_{\gamma} \xi_{\gamma} b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I), \quad (8.39)$$

где b' , l' - приведенные, т.е. уменьшенные на величину двойного эксцентриситета действующей нагрузки размеры подошвы фундамента, причем шириной b считается сторона, в направлении которой

предполагается потеря устойчивости:

$$b' = b - 2e_x; \quad l' = l - 2e_y;$$

e_x, e_y - эксцентриситеты (рис. 8.12).

Таблица 8.1 – Значения коэффициентов несущей способности в формуле (8.38)

Угол φ_I		Коэффициенты N_γ, N_q, N_c							
		при углах наклона равнодействующей нагрузки к вертикали, град.							
		0	5	10	15	20	25	30	35
15	N_γ	1,35	1,02	0,61	$\left\{ \begin{matrix} 0,21 \\ 2,06 \\ 3,94 \end{matrix} \right\}$	$\delta = 14,5$			
	N_q	3,94	3,45	2,84					
	N_c	10,98	9,13	6,88					
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82	$\left\{ \begin{matrix} 0,36 \\ 2,69 \\ 4,65 \end{matrix} \right\}$	$\delta = 18,9$		
	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64				
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26				
25	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	$\left\{ \begin{matrix} 0,58 \\ 3,60 \\ 5,58 \end{matrix} \right\}$	$\delta = 22,9$	
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58			
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68			
30	N_γ	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	$\left\{ \begin{matrix} 0,95 \\ 4,95 \\ 6,85 \end{matrix} \right\}$	$\delta = 26,5$
	N_q	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67		
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09		
35	N_γ	27,50	20,58	14,63	9,79	6,08	3,38	$\left\{ \begin{matrix} 1,60 \\ 7,04 \\ 8,63 \end{matrix} \right\}$	$\delta = 29,8$
	N_q	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,24		
	N_c	46,12	38,36	31,09	24,45	18,48	13,19		

Очевидно, $N_u/b'l' = p_{пред}$ и в скобках формулы (8.39) стоят те же слагаемые, что и в (8.37). Значения коэффициентов несущей способности приведены в таблице 8.1. Коэффициенты N_q, N_c соответствуют решению Соколовского, значения N_γ несколько занижены. При пользовании табличными данными необходимо удовлетворить условие $tg\delta < \sin \varphi_I$.

Коэффициенты ξ_γ, ξ_q, ξ_c учитывают форму подошвы фундамента и определяются по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3/\eta, \quad (8.40)$$

где $\eta = l'/b'$.

При $\eta < 1$ принимаем $\xi = 1$; при $\eta > 5$ основания рассматриваем как работающие в условиях плоской задачи и $\xi_\gamma = \xi_q = \xi_c = 1$.

Если основание сложено водонасыщенными медленно уплотняющимися грунтами, то вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания ленточного фундамента определяется по формуле:

$$n_u = b'[q + (1 + \pi - \alpha + \cos \alpha)c_I], \quad (8.41)$$

где b' , c_I - те же обозначения, что и в (8.39); q - пригрузка со стороны фундамента, в направлении которой действует горизонтальная составляющая нагрузки f_h на 1 метр длины фундамента; $\alpha = \arcsin \frac{f_h}{b'c_I}$.

При $f_h = 0$ получаем $\alpha = 0$ и очевидно, что $n_u/b' = p_{пред}$ по формуле (8.36). Таким образом, (8.41) обобщает формулу Прандтля.

В рассмотренных решениях пригрузка q вне подошвы фундамента заменяет вес грунта в пределах глубины заложения, при этом взаимодействие грунта с областями сдвига не учитывается. Это можно допустить лишь при небольшой глубине заложения.

С увеличением глубины заложения фундамента характер развития областей предельного напряженного состояния и очертание линий скольжения изменяются, выпора на поверхность грунта может и не происходить - области локализуются внутри основания у боковых поверхностей фундамента (рис. 8.13), что, однако, сопровождается резким ростом осадок. Соответствующие расчетные схемы используются при определении несущей способности глубоко заложённых фундаментов, свай и свай-оболочек.

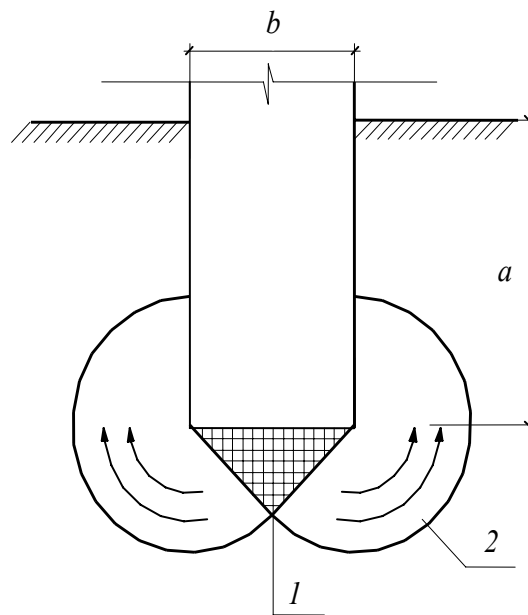


Рисунок 8.13— Схема глубинного выпора: 1 – уплотненное ядро; 2 – области предельного равновесия

ГЛАВА 9

УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ И ДАВЛЕНИЕ ГРУНТОВ НА ОГРАЖДЕНИЯ И ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

9.1 Значение вопроса и общие положения

Откосы образуются при отсыпках различных насыпей (дороги, дамбы, плотины), а также при устройстве выемок (канавы, траншеи, котлованы, каналы, карьеры) или во время перепрофилировании территорий. Природный откос, ограничивающий массив грунта естественного сложения, называется *склоном*.

Для характеристики откоса используют следующие термины: *подошва откоса* (рис. 9.1, точка *A*), *бровка откоса* (рис. 9.1, точка *C*), *высота откоса* - H , *заложение* - B . *Крутизна откоса* характеризуется углом наклона α или его тангенсом $\operatorname{tg} \alpha = H/B$. На практике чаще используют задание откоса в виде $1 : m$, где $m = B/H$ (например, при $m = 1$ имеем $\alpha = 45^\circ$, при $m = 0$ $\alpha = \pi/2$, т.е. вертикальный откос или уступ).

Откос – это постоянно встречающийся в инженерной практике элемент искусственного сооружения из грунта. Потеря устойчивости с обрушением откоса или его части может привести к катастрофам с тяжелыми последствиями, особенно для высоких дорожных насыпей, плотин, глубоких карьеров.

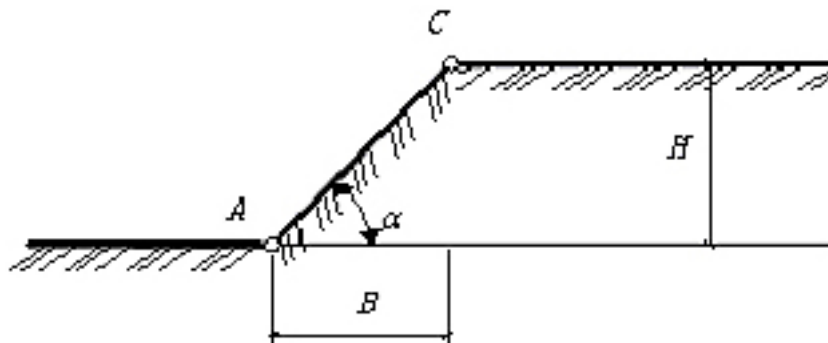


Рисунок 9.1 – Элементы откоса

Закономерности формирования склонов и склоновые процессы изучают в инженерной геологии. Откосы искусственных грунтовых сооружений находятся под влиянием различных природных и техногенных воздействий. Поэтому проектированию откосов с количественной оценкой их устойчивости методами механики грунтов должен предшествовать детальный анализ инженерно-геологических условий. Только на его основе можно обосновать адекватные расчетные схемы и методы расчета, выбрать

расчетные показатели механических свойств грунтов, а при необходимости рекомендовать оптимальные меры повышения устойчивости.

Можно выделить два подхода к решению задач устойчивости откосов:

- детальный анализ напряженно-деформированного состояния откоса и его изменения во времени вплоть до предельного состояния;
- рассмотрение напряженного состояния откоса в предельном состоянии с принятием наиболее вероятной схемы его разрушения.

Первый, более общий подход, используется в особо сложных и ответственных ситуациях, например, при проектировании высоких плотин в гидротехнике. Он требует применения сложных моделей грунта, трудоемких вычислений, а также очень тщательного определения механических характеристик грунтов, в том числе реологических.

В проектной практике промышленного и гражданского строительства обычно используют второй подход, называемый иногда "предельным анализом". Это связано с тем, что он проводится методами теории предельного напряженного состояния (предельного равновесия), различаясь лишь в отношении степени принимаемых гипотез или упрощений.

Известно много способов, реализующих второй подход. Их можно разделить на следующие три группы.

1. Методы, основанные на упрощенных расчетных схемах с принятием плоских поверхностей (плоскостей) скольжения.

2. Методы, рассматривающие возможность разрушения откосов со смещением грунта по некоторым криволинейным поверхностям скольжения. Форма их принимается заранее (метод отсеков), а также выявляется в ходе решения (вариационные методы).

3. Методы, основанные на решении системы уравнений теории предельного равновесия (9.23) с построением сетки линий скольжения в образующем откос массиве грунта.

Количественно степень устойчивости откоса обычно характеризуется коэффициентом устойчивости или надежности, определяемым отношением:

$$K_{уст} = \Phi_{уд} / \Phi_{разр} , \quad (9.1)$$

где $\Phi_{уд}$ - фактор, учитывающий действие всех сил, обеспечивающих устойчивость; $\Phi_{разр}$ - тоже, вызывающих обрушение откоса.

Сущность факторов – силы или моменты сил – зависит от формы вероятного обрушения откоса и, следовательно, от принятой расчетной схемы.

При проектировании откосов могут ставиться и решаться задачи двух типов:

1. Для данного, т.е. принятого, назначенного или существующего очертания откоса определить коэффициент устойчивости. Очевидно, по

смыслу определения (9.1) при $K_{уст} > 1$ откос устойчив, при $K_{уст} < 1$ - неустойчив, при $K_{уст} = 1$ имеет место предельное равновесие.

2. Задавшись значением $K_{уст}$, найти соответствующее ему очертание откоса.

Основанием для назначения коэффициента устойчивости могут быть нормативные рекомендации (обычно $K_{уст} = 1,2 \dots 1,5$), а также специальные предпроектные исследования.

Далее рассмотрим только наиболее простые, но часто используемые методы расчета устойчивости откосов для условий плоской задачи.

9.2 Устойчивость откосов при плоских поверхностях скольжения

9.2.1 Откос в идеально сыпучем грунте ($\varphi \neq 0, c = 0$)

Рассмотрим предельное равновесие, предшествующее сдвигу части массива грунта ABC вниз по плоскости AC (рис.9.2). Для такой схемы разрушения имеем:

$$\begin{aligned} \Phi_{разр} &= T_{сдв} = Q \sin \theta; \\ \Phi_{уд} &= T_{уд} = N \operatorname{tg} \varphi = Q \cdot \cos \theta \operatorname{tg} \varphi, \end{aligned} \quad (9.2)$$

где Q - вес массива ABC .

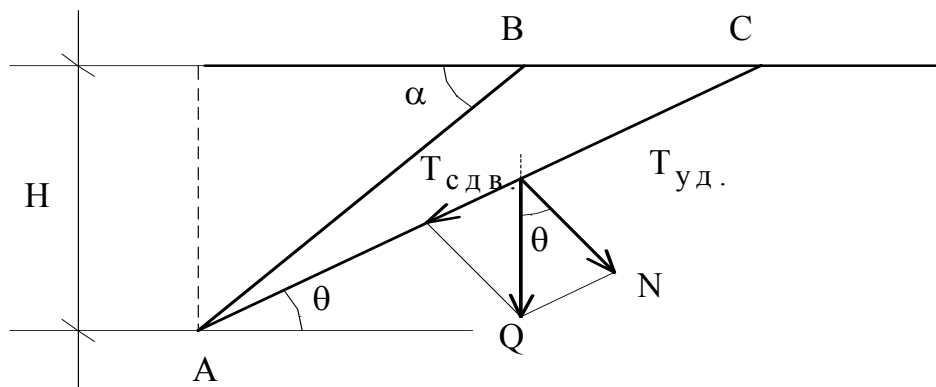


Рисунок 9.2 – Схема расчета устойчивости откоса из несвязного грунта

В предельном равновесии $T_{сдв} = T_{уд}$, откуда $\operatorname{tg} \theta = \operatorname{tg} \varphi$ и $\theta = \varphi$. Поскольку максимальное значение $\theta_{max} = \alpha$, то условие предельного равновесия для откоса из сыпучего грунта можно записать в виде:

$$\theta_{max} = \alpha = \varphi. \quad (9.3)$$

При $\alpha > \varphi$ часть откоса соскользнет, и он станет более пологим в соответствии с (9.3). Отсюда возникает понятие "угол естественного откоса", т.е. угол, образуемый любым сыпучим материалом (песок, гравий, зерно, мука и др.) при его свободной отсыпке на горизонтальную поверхность.

По смыслу (9.1) получаем:

$$K_{уст} = \frac{T_{y\partial}}{T_{сдв}} = \frac{tg \varphi}{tg \alpha}. \quad (9.4)$$

Пусть требуется определить угол наклона откоса, гарантирующий его устойчивость с заданным коэффициентом $K_{уст}^H$. Из (9.4) получаем:

$$\alpha = \arctg \left(tg \varphi / K_{уст}^H \right).$$

Можно заметить, что высота откоса в данном случае не является влияющим параметром.

9.2.2 Грунт обладает только сцеплением

Для связных грунтов, обладающих сцеплением, например, для глинистых, понятие об угле естественного откоса теряет смысл, так как угол откоса во многом зависит от влажности грунта. С увеличением влажности угол откоса глинистых грунтов будет уменьшаться, приближаясь для текучего состояния к нулю. Влияние влажности на угол откоса связных грунтов можно объяснить уменьшением сил сцепления при увеличении влажности грунта, так как трение для этих грунтов имеет ничтожную величину. С другой стороны, в связном грунте при определенных условиях откос может держаться вертикально.

Рассмотрим условие равновесия массива связного грунта, ограниченного вертикальным откосом (рис. 9.3) и обладающего только сцеплением, в предположении, что поверхность скольжения плоская. Проведем под произвольным углом ω возможную поверхность скольжения ac . Составим уравнение равновесия сил, действующих на оползающую призму abc . Действующей силой будет вес Q призмы abc :

$$Q = \gamma \frac{hbc}{2} = \frac{\gamma h^2}{2} ctg \omega.$$

Силами сопротивления будут силы сцепления c , равномерно распределенные по плоскости скольжения $ac = \frac{h}{\sin \omega}$. Составим условие равновесия всех сил, действующих на призму abc , для чего возьмем сумму всех проекций сил на направление ac и приравняем ее к нулю.

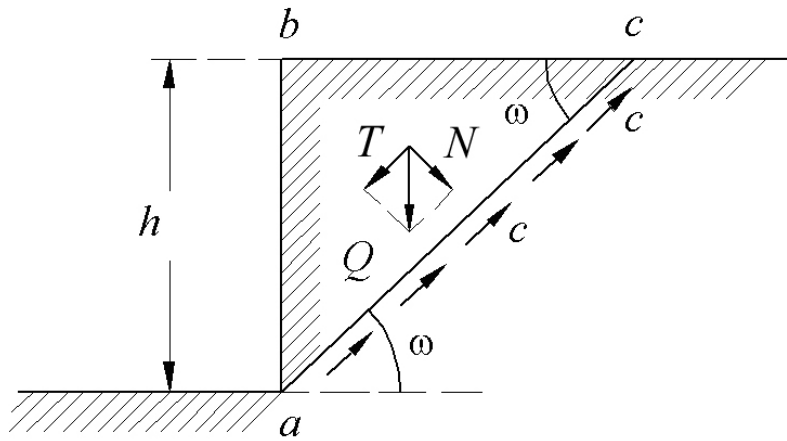


Рисунок 9.3 – Схема сил, действующих на вертикальный откос связного грунта

Находим:

$$\frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \omega \sin \omega - c \frac{h}{\sin \omega} = 0, \quad (9.5)$$

или:

$$\frac{\gamma h}{2} \cos \omega - \frac{c}{\sin \omega} = 0, \quad (9.6)$$

откуда:

$$c = \frac{\gamma h}{4} \sin 2\omega. \quad (9.7)$$

Определим значение высоты h_{90} , соответствующее максимальному использованию сил сцепления грунта, т.е. высоты, при которой не произойдет оползание призмы abc . Очевидно, что это будет при $\sin 2\omega = 1$ или $2\omega = 90^\circ$, $\omega = 45^\circ$, т.е. когда плоскость скольжения будет составлять при горизонтальной поверхности массива угол 45° с горизонтом.

Таким образом, получаем:

$$h_{90} = \frac{4c}{\gamma}. \quad (9.8)$$

Величина h_{90} , т.е. высота, при которой откос связного грунта держится вертикально, называется *критической высотой* массива. При большей высоте произойдет сползание массива грунта. Если принять поверхность скольжения за круглоцилиндрическую, то величина h_{90} будет несколько меньшей. В этом случае будем иметь:

$$h_{90} = \frac{4c}{\gamma} \cdot 0,958.$$

Величина h_{90} соответствует максимально возможной высоте вертикального откоса. При определении этой величины следует брать некоторую часть от всего сцепления, т.е. вводить коэффициент запаса, который обычно принимают от 1,2 до 2,0.

Таким образом, в связном грунте до определенной высоты, зависящей от плотности и сил сцепления грунта, откос может держаться вертикально.

9.2.3 Учет фильтрационных сил

Если уровень подземных вод в массиве грунта расположен выше подошвы откоса, возникнет фильтрационный поток, выходящий на нижней части поверхности откоса. Развившееся при этом гидродинамическое давление увеличит сдвигающую силу и устойчивость откоса снизится. Считая, что кривая депрессии выходит на откос по касательной к его поверхности, гидравлический градиент в точке выхода потока можно принять $i = \sin \alpha$ (рис. 9.4, а).

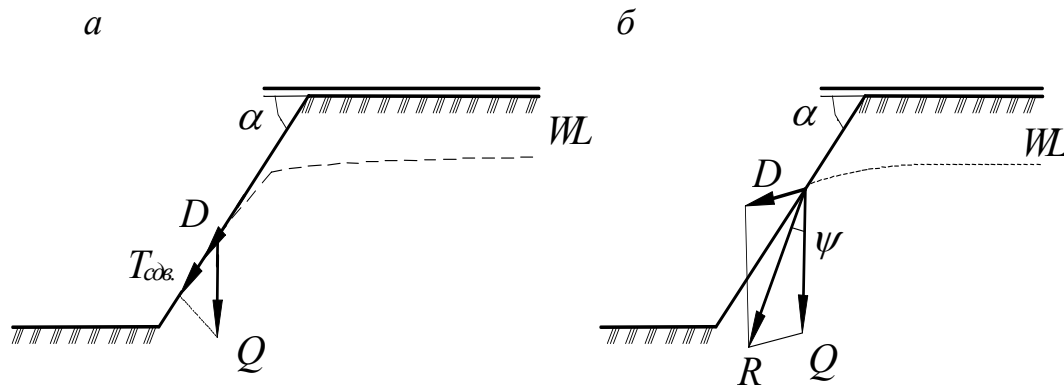


Рисунок 9.4 – Схемы расчета устойчивости откоса при действии фильтрационного потока

Тогда гидродинамическое давление на единицу объема грунта равно $D_I = \gamma_w n i = \gamma_w n \sin \alpha$, где γ_w - удельный вес воды.

Соответственно сдвигающая сила для объема грунта $V = Q/\gamma_{\text{взв}}$ будет равна:

$$D = D_I V = \frac{Q \cdot \gamma_w}{\gamma_{\text{взв}}} n \cdot \sin \alpha, \quad (9.9)$$

где $\gamma_{\text{взв}}$ – удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды.

Тогда общая сдвигающая нагрузка:

$$\sum T_{\text{сдв}} = T_{\text{сдв}} + D = Q \sin \alpha + \frac{Q \gamma_w}{\gamma_{\text{взв}}} n \sin \alpha.$$

Учитывая, что $\gamma_w/\gamma_{\text{взв}} \approx 1$ и принимая $T_{\text{уд}}$ по (9.2), получаем:

$$K_{уст} = \frac{\sum T_{cdв}}{T_{yд}} = \frac{tg\varphi}{(1+n)tg\alpha}, \quad (9.10)$$

т.е. коэффициент устойчивости уменьшается.

Если касательная к рассчитанной депрессионной кривой не совпадает с поверхностью откоса, то графически можно определить угол отклонения ψ равнодействующей R от вертикали (рис. 9.3, б). Тогда предельный устойчивый угол наклона откоса определяется из условия:

$$tg\alpha = tg(\varphi - \psi), \quad (9.11)$$

или $\alpha = \varphi - \psi$.

Таким образом, для обеспечения устойчивости откос следует принять более пологим.

9.2.4 Устойчивость откоса при заданной плоскости скольжения

Рассмотрим схему на рисунке 9.2 применительно к случаю, когда положение плоскости AC диктуется определенными геологическими условиями и его можно считать известным (например, это может быть связано с прослойкой слабого пылевато-глинистого грунта или с наклонной кровлей плотной подстилающей породы, по которой возможно скольжение верхних слоев при их переувлажнении).

Выразим значения $T_{cdв}$ и $T_{yд}$ через параметры откоса H , α , Q и характеристики прочности по контакту слоев, учитывая:

$$AB = H/\sin\alpha; \quad BC = H \sin(\alpha - \theta)/\sin\alpha \cdot \sin\theta.$$

На единицу длины откоса вес грунта равен:

$$Q = \frac{\gamma H^2 \sin(\alpha - \theta)}{\sin\alpha \cdot \sin\theta},$$

тогда соответственно:

$$T_{cdв} = \gamma H^2 \sin(\alpha - \theta)/2 \sin\alpha;$$

$$T_{yд} = \gamma H^2 \sin(\alpha - \theta) \cdot \cos\theta \cdot tg\varphi/2 \sin\alpha \cdot \sin\theta + Hc/\sin\theta.$$

При определении $T_{yд}$ силы сцепления считаем равномерно распределенными по плоскости AC .

Коэффициент устойчивости для данной схемы:

$$K_{уст} = \frac{T_{yд}}{T_{cdв}} = \frac{tg\varphi}{tg\theta} + \frac{2c}{\lambda H} \frac{\sin\alpha}{\sin(\alpha - \theta) \cdot \sin\theta}. \quad (9.12)$$

Рассмотренную схему можно применить при расчете устойчивости так называемых прислоненных откосов, когда возможно смещение рыхлых

отложений по кровле, подстилающей более прочной породы. Поверхность сдвига в этом случае проектируется в виде ломаной прямой и по точкам излома весь оползающий массив грунта разбивается на ряд отсеков простой – треугольной или трапецеидальной – формы (рис. 9.5).

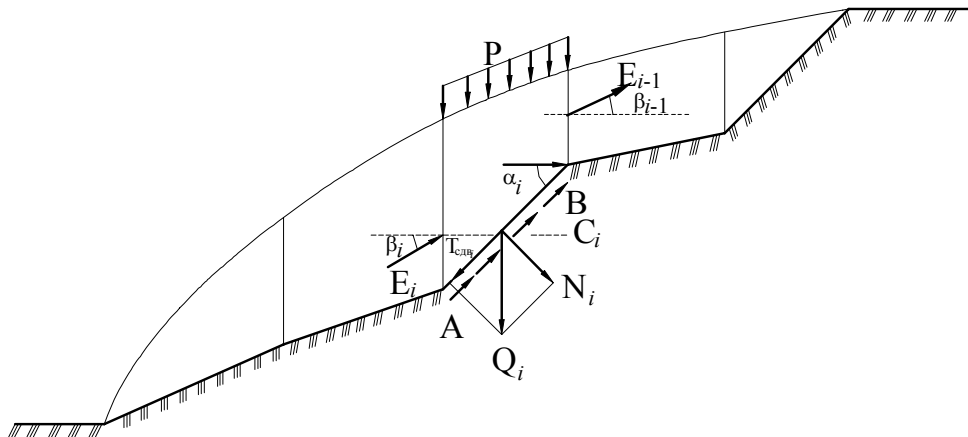


Рисунок 9.5 – Схема расчета устойчивости прислоненного откоса

Порядок рассмотрения i -го отсека аналогичен изложенному; нагрузка p включается в вес отсека, после чего составляются выражения для $T_{сдв_i}$ и $T_{уд_i}$. Дополнительно учитываются оползневые давления E_{i-1} (известное после рассмотрения предыдущего отсека) и неизвестное E_i . Далее составляются уравнения равновесия – приравниваются нулю суммы проекций всех сил на направления AB и нормали. Из их решения определяют E_i , после чего переходят к следующему отсеку. Чтобы устойчивость откоса была обеспечена, для последнего отсека должно быть $E_n \leq 0$. Рассмотрение начинают с первого отсека, для которого $E_{i-1} = 0$.

Значения углов β_{i-1} , β_i принимают от 0, если весь откос может сползать как одно целое, без взаимных смещений, до φ - при возможности последних.

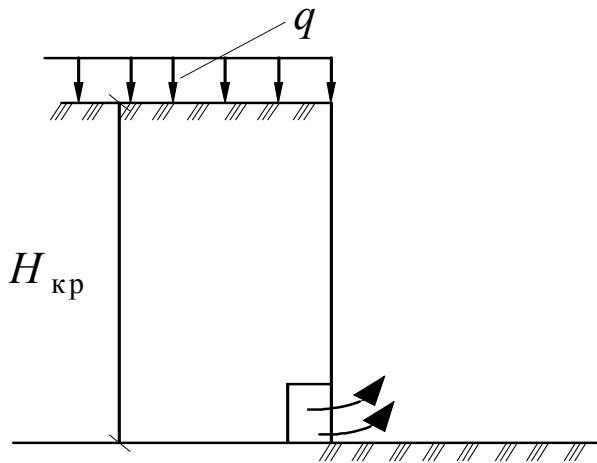
9.2.5 Устойчивость вертикального откоса в связном грунте

Предположим, что под действием нагрузки на поверхности откоса q и веса грунта в наиболее напряженной точке подошвы откоса возникнет предельное напряженное состояние. Поскольку в этой части имеется возможность свободного выпора грунта вправо (рис. 9.6), можно приравнять сжимающее напряжение в этой точке сопротивлению грунта одноосному сжатию по (8.8):

$$\sigma_{сж} = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \gamma H + q,$$

откуда высота откоса определяется по формуле:

$$H_{кр} = \frac{2c \cos \varphi}{\gamma(1 - \sin \varphi)} - \frac{q}{\gamma}. \quad (9.13)$$



При $q=0$ соотношение (9.13) установлено В. В. Соколовским как критическая высота вертикального откоса, в пределах которой грунт находится в допредельном состоянии.

В частном случае при $q=0$ и $\varphi=0$ (грунт без трения, т.е. идеально связный), получаем:

Рисунок 9.6 – Критическая высота нагруженного вертикального откоса связного грунта

$$H_{кр} = 2c/\gamma. \quad (9.14)$$

Высота откоса, рассчитанная по формулам (9.13, 9.14), по сравнению с предельно устойчивой содержит некоторый запас, поскольку наступление предельного состояния в одной точке еще не приводит к обрушению откоса. В этом отношении формулы (9.13, 9.14) аналогичны формуле (9.14) для начальной критической нагрузки на основание.

Посмотрим, к какому результату приводит предположение о разрушении откоса в форме сдвига по плоскости скольжения AC , считая, что во всех ее точках выполняется условие предельного равновесия.

Используем выражение (9.12), принимая в предельном равновесии $K_{уст} = 1$. Принимая $\alpha = \pi/2$, угол наклона плоскости скольжения θ определяем из условия минимума высоты откоса $dH/d\theta = 0$, что дает $\theta = \pi/4 + \varphi/2$ и $\theta = \pi/4$ при $\varphi = 0$ (последний случай показан на рисунке 9.7, а).

Формулы (9.13, 9.14) сохраняют свой вид, но численный коэффициент удваивается, т.е. предельная высота откоса в два раза превышает критическую. Интересно отметить, что формула: $H_{пр} = \frac{4c}{\gamma} \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$ была

получена французским инженером и ученым Проппи еще в 1803 г. и в последующем использовалась для определения сцепления грунта по предельной высоте откоса.

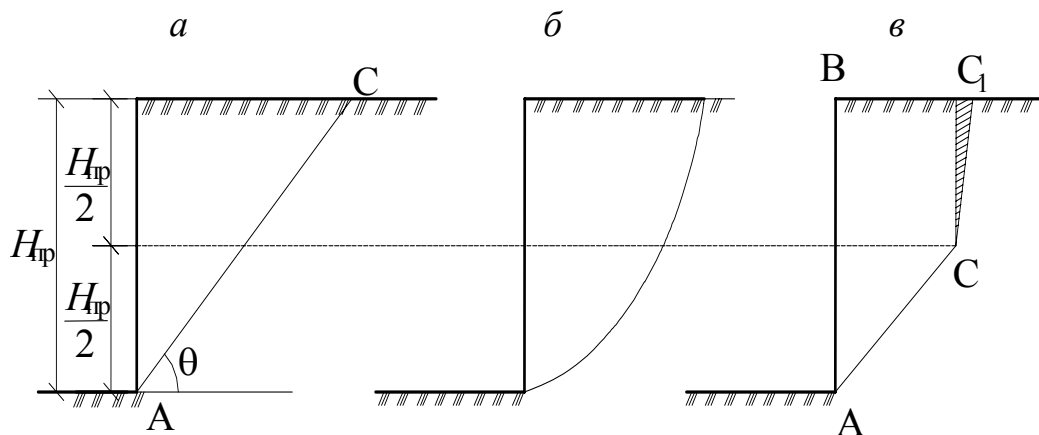


Рисунок 9.7 – Кинематические схемы расчета устойчивости вертикального откоса: *а* – с учетом разрушения по плоскости; *б* – то же по круглоцилиндрической поверхности; *в* – с учетом образования трещин за бровкой откоса

Рассмотрение другой возможной формы разрушения откоса в виде вращения по круглоцилиндрической поверхности (рис. 9.7, *б*) было проведено Феллениусом и дало близкое значение численного коэффициента – 3,85.

Уточнение кинематики разрушения откоса на основе натурных наблюдений и моделирования произвел К. Терцаги (рис. 9.7, *в*). В его расчетной схеме учитывается связанное с возникающими здесь растягивающими напряжениями образование в верхней части откоса вертикальной трещины, распространяющейся вниз до половины высоты откоса. При этом грунт в верхней части действует уже только как нагрузка. Общая предельная высота определяется из условия равновесия призмы $ABCC_1$ со сдвигом по плоскости скольжения AC , доходящей только до конца трещины. Численный коэффициент в (9.14) получается равным – 2,67.

Таким образом, решение задачи об устойчивой высоте свободного вертикального откоса представляется в виде:

$$H = \frac{kc}{\gamma} \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad (9.15)$$

где численный коэффициент k может изменяться от 2 до 2,67, а для некоторых прочных и способных выдерживать растягивающие напряжения грунтов до 4.

Выбор определенного значения коэффициента зависит от конкретных инженерно-геологических условий. В некоторых случаях при прогнозируемой возможности разупрочнения грунта из-за атмосферных, технологических и других воздействий понижающий коэффициент условий работы вводится даже при использовании формул (9.13, 9.14).

Имеются работы, в которых рассмотренная задача решается строго методами теории пластичности с использованием установленных в ней

предельных теорем. Для искомой величины определяются оценки снизу (на основании статической теоремы) и сверху (кинематической). Они близки к приведенным здесь. Полное решение требует совпадения оценок "снизу-сверху".

9.3 Расчет устойчивости откосов при криволинейных поверхностях скольжения

Из таких методов наиболее широко используется метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения, впервые примененной К. Петерсоном в 1916 г. и поэтому названный "методом шведского геотехнического общества". В дальнейшем он получил развитие в работах многих специалистов. Имеется несколько разновидностей метода, называемого часто "методом отсеков".

Предполагается, что потеря устойчивости откоса может произойти в результате вращения некоторой части массива грунта относительно точки O (рис. 9.8). Кривая скольжения принимается дугой окружности (в пространстве – круглоцилиндрическая поверхность) с радиусом R и центром в точке O .

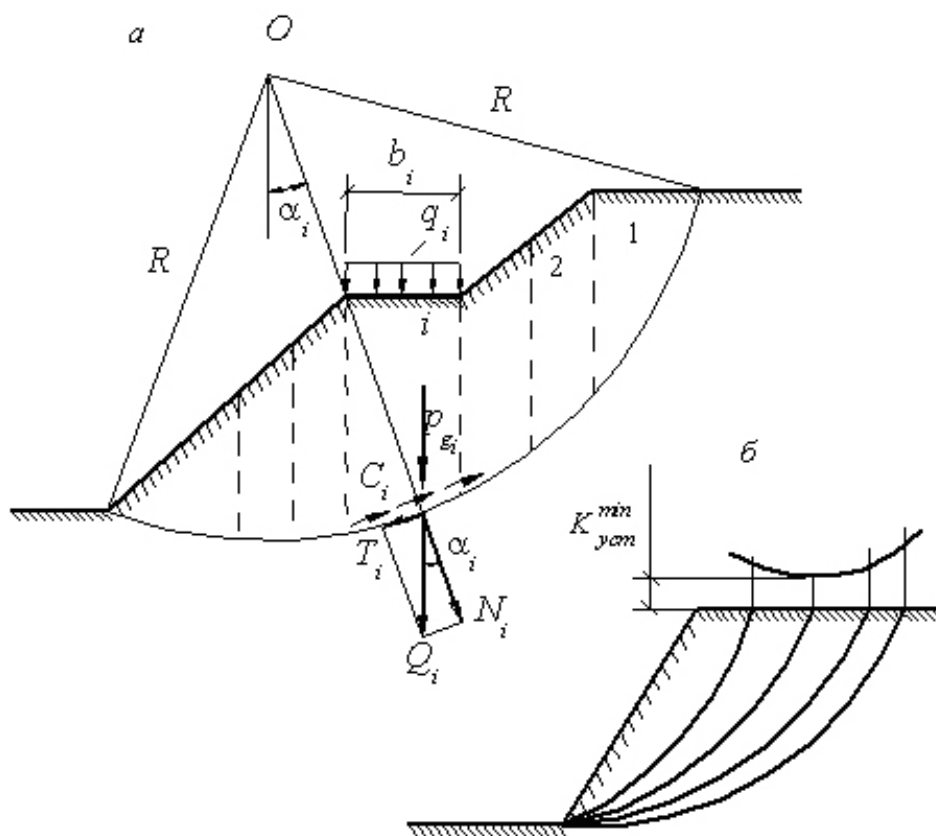


Рисунок 9.8 – Схемы к расчету устойчивости откосов по методу отсеков

Смещающийся массив рассматривается как жесткий, недеформируемый, все точки которого участвуют в общем движении – вращении. Для принятой формы разрушения коэффициент устойчивости (9.1) выражается отношением моментов:

$$K_{уст} = \frac{M_{y\partial}}{M_{сдв}}, \quad (9.16)$$

который служит фактором, определяющим устойчивость откоса относительно центра вращения, где $M_{y\partial}$ - момент всех удерживающих сил и $M_{сдв}$ - момент всех сдвигающих (вращающих) сил.

Для определения устойчивости массива выделенную поверхность скольжения разбивают на отдельные отсеки. Характер разбивки принимают с учетом неоднородности (слоистости) грунта и профиля откоса так, чтобы в пределах участка дуги скольжения каждого отсека прочностные характеристики и удельный вес грунта были постоянными.

Вычисляют силы, действующие на каждый отсек. Для i -го отсека:

$$Q_i = P_{g_i} + P_{q_i}.$$

Равнодействующие Q_i считают приложенными к основанию отсека и раскладывают на нормальную N_i и касательную T_i составляющие к дуге скольжения в точках их приложения:

$$N_i = Q_i \cos \alpha_i; \quad T_i = Q_i \sin \alpha_i.$$

Момент сил, вращающих отсек, равен:

$$M_{сдв} = R \sum_{i=1}^n T_i = R \sum_{i=1}^n Q_i \sin \alpha_i. \quad (9.17)$$

Принимают, что удерживающие силы в пределах основания каждого отсека обусловлены сопротивлением сдвигу за счет внутреннего трения и сцепления грунта. Тогда момент удерживающих сил:

$$M_{y\partial} = R \left(\sum_{i=1}^n Q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i \right), \quad (9.18)$$

где $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ – длина дуги в пределах каждого отсека.

Отношение моментов по (9.18, 9.17) дает формулу коэффициента устойчивости для принятого положения поверхности скольжения:

$$K_{ycm} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i}{\sum_{i=1}^n Q_i \sin \alpha_i}. \quad (9.19)$$

Если откос сложен однородным грунтом с постоянными прочностными характеристиками для всех отсеков, то $\operatorname{tg} \varphi$ и c можно вынести за знак сумм, $\sum l_i$ дает длину всей дуги окружности L и соотношение (9.19) упрощается:

$$K_{ycm} = \frac{\operatorname{tg} \varphi \sum_{i=1}^n Q_i \cos \alpha_i + cL}{\sum_{i=1}^n Q_i \sin \alpha_i}.$$

Как отмечалось ранее, при $K_{ycm} > K_{ycm}^H$ устойчивость откоса будет обеспечена. Но это условие должно выполняться для наименьшего коэффициента устойчивости, рассчитанного для наиболее вероятной, опаснейшей поверхности скольжения. Минимальный коэффициент устойчивости устанавливается проведением серии расчетов при различных положениях центра (точка O) и значениях радиуса R . Таким образом, выявляется опаснейшая поверхность скольжения (рис. 9.8, б). Чаще всего она проходит через нижнюю точку 0 подошвы откоса или склона. Но иногда это не выполняется, особенно если в основании залегают более слабые грунты.

В расчетной практике выработались некоторые приемы для определения положения опаснейших поверхностей. Тем не менее, выполнение расчетов остается довольно трудоемким, поэтому разработаны компьютерные программы, облегчающие перебор вариантов.

При наличии фильтрующей через откос воды возникает гидродинамическое давление, увеличивающее сдвигающие силы и их момент. Приблизительно это можно учесть, если при определении нормального давления по подошве отсека удельный вес соответствующей фильтрационному потоку части грунта принять с учетом взвешивания, а при определении сдвигающих сил – полный удельный вес грунта без учета взвешивания.

9.4 Расчет устойчивости откосов с использованием строгих решений теории предельного равновесия

На основе системы уравнений теории предельного равновесия (9.23) задачи об устойчивости откосов можно решать без принятия предварительных предположений о форме поверхностей скольжения. Для некоторых частных случаев имеются замкнутые аналитические решения, но основные результаты получены численным интегрированием уравнений (9.23) с построением сеток линий скольжения.

В практике проектирования чаще всего рассматриваются задачи двух типов:

1. Задано очертание откоса и характеристики грунта φ , c , γ . Требуется определить интенсивность нагрузки на поверхности, при которой массив грунта будет находиться в предельном равновесии.

2. Задана интенсивность нагрузки на верхней горизонтальной поверхности грунта. Требуется определить такое очертание поверхности откоса, при котором ограниченный им массив грунта находится в предельном равновесии. Это задача об очертании равноустойчивого откоса.

Расчетная схема к задаче первого типа представлена на рисунке 9.9.

Решение задачи в безразмерных коэффициентах имеет вид:

$$P_{пред}(x) = \bar{\sigma}_z c + c \cdot ctg\varphi, \quad (9.20)$$

где $\bar{x} = \gamma x/c$ и $\bar{\sigma}_z$ - безразмерная координата и давление.

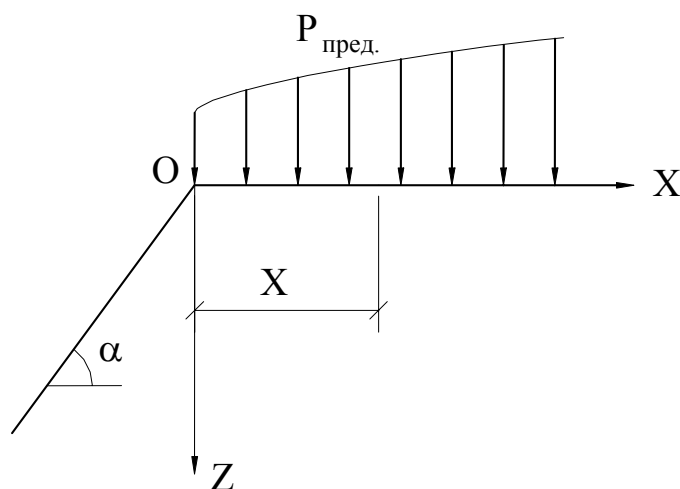


Рисунок 9.9 – Схема определения предельного давления при заданном очертании откоса

Значения $\bar{\sigma}_z$ в зависимости от \bar{x} при соответствующих φ , α принимаются по таблице 9.1.

Расчеты по формуле (9.20) проводят следующим образом. Для заданных на горизонтальной поверхности точек с координатой x рассчитывают безразмерные координаты \bar{x} . Далее по таблице 9.1 при известных φ и α определяют значения $\bar{\sigma}_z$. Затем по (9.20) рассчитывают для принятых точек значения ординат эпюры предельного давления $P_{пред}(x)$.

Для решения второй задачи используют графики в безразмерных координатах \bar{x}, \bar{z} . Кривые на графике (рис. 9.10) показывают очертание равноустойчивого откоса при данном значении φ . Здесь $\bar{x} = x\gamma/c$, $\bar{z} = z\gamma/c$; x и z - действительные координаты соответствующих точек откоса при задании начала координат в точке $x = 0, z = 0$.

Таблица 9.1 – Значения $\bar{\sigma}_z$ в формуле (9.20)

\bar{x}	Значения $\bar{\sigma}_z$ при φ^o , равном											
	10		20			30			40			
	при α^o , равном											
	0	10	0	10	20	10	20	30	10	20	30	40
0	8,34	7,51	14,8	12,7	10,9	24,3	19,6	15,7	55,9	41,4	30,6	22,5
1	9,64	8,26	20,6	16,6	13,1	39,8	28,8	20,3	126,0	81,1	50,9	31,0
2	10,80	8,95	25,4	19,9	15,0	52,9	36,7	24,2	186,0	115,0	68,4	38,1
3	11,80	9,59	29,8	23,0	16,7	65,1	44,1	27,8	243,0	148,0	84,9	44,4
4	12,80	10,20	34,0	25,8	18,3	76,8	51,2	31,1	299,0	179,0	101,0	50,4
5	13,70	10,80	38,0	28,7	19,9	88,3	58,1	34,3	354,0	211,0	117,0	56,2
6	14,50	11,30	41,8	31,4	21,4	99,6	65,0	37,4	409,0	241,0	132,0	61,7

Построение равноустойчивого откоса проводят в следующей последовательности. На рисунке 9.10 выбирается кривая для заданного значения φ . Начало координат располагается на верхней границе откоса. Задаются положением нескольких точек кривой и по безразмерным их координатам \bar{x}, \bar{z} при известных c, γ вычисляют действительные координаты:

$$x = \bar{x} c / \gamma, z = \bar{z} c / \gamma.$$

Кривая, проведенная через точки с этими координатами, будет давать очертание равноустойчивого откоса при известных исходных данных.

Построенный таким образом откос может нести на горизонтальной поверхности равномерно распределенную нагрузку P_o , эквивалентную слою грунта высотой $H_{кр}$ по (9.13, 9.14):

$$P_o = 2c \cos \varphi / (1 - \sin \varphi). \quad (9.21)$$

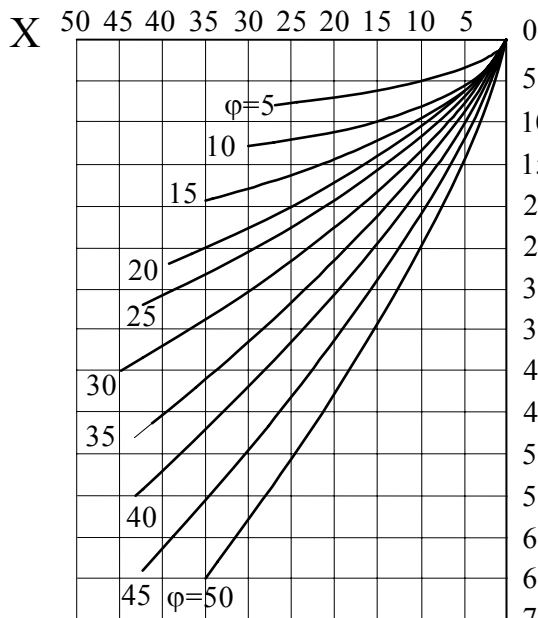


Рисунок 9.10 – Кривые равноустойчивого откоса

При отсутствии нагрузки верхняя часть откоса на высоту $H_{кр} = P_o / \gamma$ может иметь вертикальное положение. В этом случае построенную кривую следует опустить по оси z так, чтобы она выходила из точки $(0, H_{кр})$. Соответственно равноустойчивый откос будет заканчиваться в верхней части вертикальным уступом.

Если в рассмотренных задачах требуется определить нагрузку на поверхности или очертание откоса с заданным коэффициентом устойчивости (в частности, нормативным), в приведенных выше вычислениях следует использовать прочностные характеристики, определенные по формулам:

$$\begin{aligned} c' &= c / K_{уст}^H \\ \varphi' &= \arctg \left(\tg \varphi / K_{уст}^H \right). \end{aligned} \quad (9.22)$$

9.5 Условия применения различных методов расчета и мероприятия для повышения устойчивости откосов и склонов

Изложенное выше показывает, что основными в методах расчета устойчивости откосов являются:

- 1) принятие наиболее вероятной формы разрушения откоса и соответствующей поверхности скольжения;
- 2) учет по ней действительных для принимаемой предельной ситуации прочностных характеристик грунтов.

Сложность первого условия и соответствующей задачи состоит в том, что чаще всего ее приходится решать без детального анализа напряженно-деформированного состояния откоса и его изменения во времени. Это задача прогноза и ее успех определяется правильной оценкой вероятных изменений условий существования откоса в течение длительного периода и возникающих при этом опасностей.

Причины потери устойчивости многообразны. Основными из них являются:

- подрезка склона, уже находящегося в близком к предельному состоянию;
- устройство чрезмерно крутого склона;
 - увеличение внешней нагрузки на откос из-за возведения сооружений, складирования материалов на откосе или вблизи его бровки;
 - изменение удельного веса грунтов – увеличение при дополнительном увлажнении или, наоборот, снижение из-за взвешивающего действия воды;
 - ошибки при назначении расчетных характеристик прочности грунтов;
 - снижение сопротивления грунтов сдвигу за счет переувлажнения или других причин;
 - проявление гидродинамического давления фильтрующей воды, развитие суффозионных явлений;
 - динамические воздействия (вибрации, сотрясения, удары) при движении транспорта, забивные сваи и др.;
 - сейсмические воздействия.

Часто нарушение устойчивости является результатом нескольких причин, т.е. связано с взаимодействием ряда факторов. Их прогноз возможен только на основе тщательного анализа всего комплекса инженерно-геологических условий.

Сложное положение также зависит от решения второй задачи – назначения расчетных значений прочностных характеристик. Часто грунт даже во внешне однородном слое обладает прочностной анизотропией, т.е. неодинаковостью показателей прочности по различным направлениям. Для таких условий ясно, что результаты испытаний в обычном срезном приборе образцов, отобранных вдоль линии скольжения, вырезанных из монолитов по высоте сверху вниз, будут искажены влиянием анизотропии (рис. 9.11). В то же время при инженерно-геологических изысканиях положение поверхности скольжения заранее неизвестно. Этот, а также другие факторы должны учитываться при выборе расчетных прочностных характеристик.

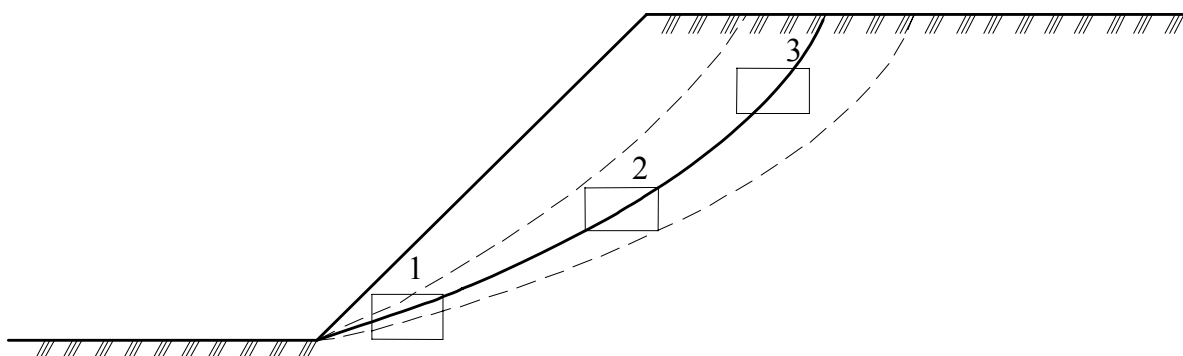


Рисунок 9.11 – Влияние анизотропии грунта на сопротивление сдвигу

Большое значение имеет использование рассмотренных выше методов расчета для количественной оценки влияния различных факторов на коэффициент устойчивости. Нейтрализация опасных факторов достигается специальными мероприятиями по повышению устойчивости. Наиболее эффективно выполаживание откосов (склонов) или создание горизонтальных площадок (берм) по их высоте. Однако это связано с увеличением объема земляных работ, а также может оказаться неприемлемым по условиям планировки территории.

Эффективными могут быть закрепление поверхности откоса одерновкой, мощением камнем, укладкой бетонных или железобетонных плит. Возможны пригрузка подошвы в низовой части откоса или устройство подпорной стенки, поддерживающей откос.

Важным мероприятием является регулирование гидрогеологического режима откоса или склона. С этой целью сток поверхностных вод перехватывают нагорными канавами; вода отводится также с берм. Подземные воды, высачивающиеся на поверхности откоса, перехватываются дренажными устройствами с отведением вод в специальную ливнесточную сеть.

При необходимости проводятся сложные конструктивные мероприятия. Например, применяется прорезка потенциально неустойчивого массива грунтов системой свай, вертикальных шахт и горизонтальных штолен, заполняемых бетоном и заглубленных в подстилающие неподвижные части массива. Используются также армирование и анкерное крепление неустойчивых объемов грунта, часто в сочетании с подпорными стенками или свайными конструкциями.

9.6 Давление грунтов на ограждающие конструкции

9.6.1 Виды давления грунта на подпорную стенку

Ограждающие конструкции предназначены для удержания от обрушения находящегося за ними массива грунта. Типичным примером такой конструкции является подпорная стенка, в различном виде часто встречающаяся во всех областях строительства.

Различают: *гравитационные* и *шпунтовые подпорные стенки*.

Гравитационные, в свою очередь, можно разделить на *массивные*, устойчивость которых обеспечивается их собственным весом, и *тонкоэлементные*, когда в совместную работу вовлекается также удерживаемый массив грунта (рис. 9.12, а, б).

Устойчивость шпунтовых стенок обеспечивается заглублением нижней их части в основание и креплением вверху распорками либо анкерами (рис. 9.12, в). Такие конструкции часто используются как временные ограждения котлованов, но могут быть и постоянными сооружениями в гидротехническом портовом строительстве причалов, набережных и т.п.

К ограждающим конструкциям относятся также стены подвалов, заглубленных частей зданий и подземных сооружений.

По условиям работы ограждающие конструкции делят на: *жесткие и гибкие*.

К *жестким* относятся конструкции, собственные деформации которых в процессе работы настолько малы, что не влияют на характер давления грунта. Примером могут служить массивные подпорные стенки. В них под нагрузкой не возникают растягивающие напряжения, поэтому они могут выполняться из бетона или каменной кладки.

Гибкие конструкции взаимодействуют с грунтом более сложным образом, изгибаясь и изменяя характер давления грунта. Их изготавливают из железобетона, а шпунтовые стенки – из деревянных или стальных шпунтовых свай.

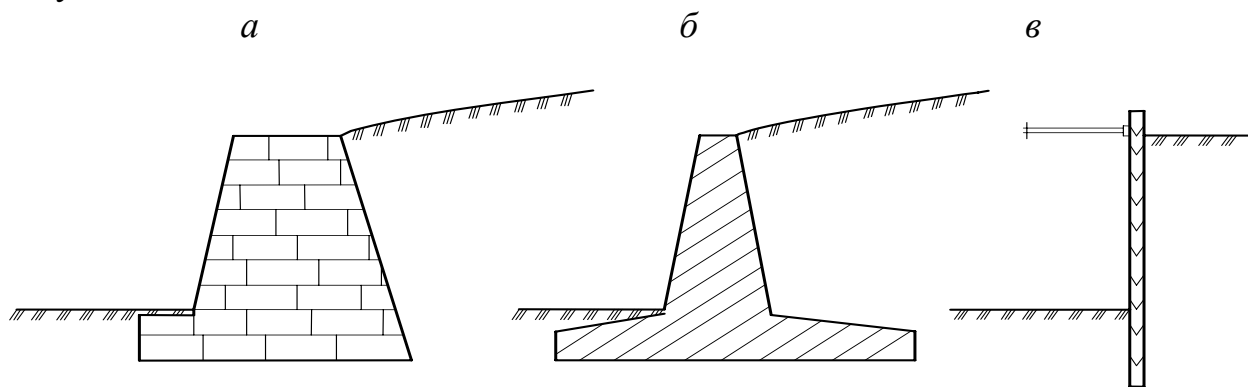


Рисунок 9.12 – Типы подпорных стенок: а – массивная; б – тонкоэлементная; в – шпунтовая

Эксперименты и наблюдения над реальными конструкциями показали, что давление грунта на стенку зависит от направления, характера (сдвиг, поворот) и величины возможного смещения стенки.

Давление, действующее на жесткую несмещающуюся стенку, называется *давлением покоя*. Примером могут служить массивная стенка, жестко забетонированная в скальное основание или опирающаяся на плитный фундамент коробчатого сечения. Поскольку боковые деформации отсутствуют, в этом случае можно использовать значение коэффициента бокового давления для условий компрессионного сжатия:

$$\xi = \nu / (1 - \nu).$$

Эпюра давления на стенку высотой h при однородном грунте с удельным весом γ будет иметь вид треугольника, а равнодействующая эпюры давления покоя равна:

$$E_o = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{\nu}{1 - \nu}. \quad (9.23)$$

Если происходит смещение стенки от грунта, тогда при некотором его значении сформируется объем грунта, смещающийся вслед за стенкой относительно подстилающего неподвижного грунта (рис. 9.13, а). Сместившийся объем называется *призмой обрушения*, а разделяющая поверхность – *поверхностью скольжения*, или *обрушения*. Давление, передаваемое призмой обрушения на грань стенки, называется *активным* или *распором*. Его равнодействующую обозначим E_a .

Если под действием каких-либо сил стенка надвигается на грунт, в засыпке также образуется поверхность скольжения и при достаточном перемещении стенки U_p формируется призма выпирания грунта (рис. 9.13, б). Соответственно максимальная величина возникающей реакции грунта называется *пассивным давлением* или *отпором* E_p .

Опыты показывают, что формирование призмы обрушения и активного давления происходит при очень небольших смещениях стенки (порядка 10^{-3} ее высоты). Напротив, формирование призмы выпирания и пассивного давления осуществляется при значительно больших перемещениях стенки (рис. 9.13, в).

Определение активного и пассивного давления, как и расчет устойчивости откосов, проводятся методами теории предельного равновесия. Используются или строгие решения на основе рассмотрения системы уравнений (8.23) без привлечения каких-либо упрощающих гипотез, или так называемые инженерные решения с такими упрощениями. Последние иногда объединяют общим названием "Теория Кулона", поскольку он впервые рассмотрел задачу о давлении грунта на подпорную стенку (1773 г.).

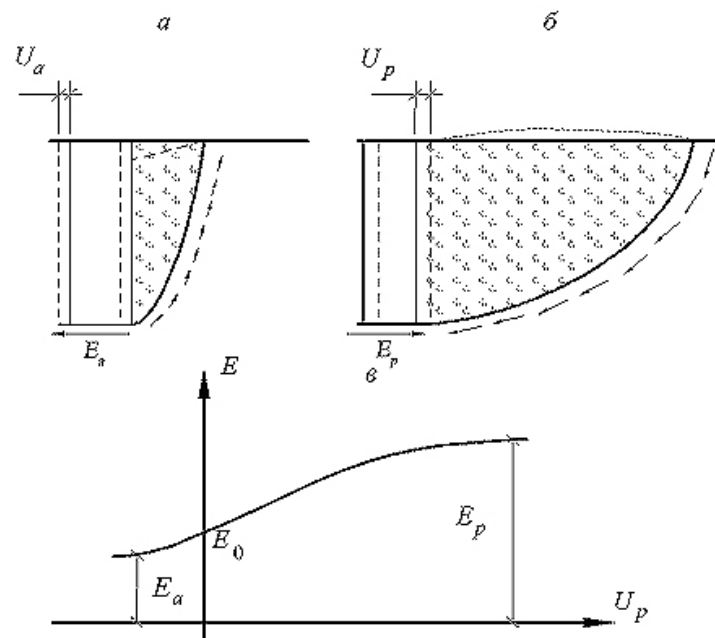


Рисунок 9.13 – Виды давления грунта: а – активное; б – пассивное; в – график зависимости давления от смещения стенки

9.6.2 Определение активного давления на вертикальную гладкую стенку при горизонтальной поверхности засыпки

Решение для этого простого случая на основе уравнений теории предельного равновесия было выполнено ранее (минимальное предельное напряженное состояние, формулы - 9.28, 9.29). С использованием этих соотношений легко построить эпюры активного давления и получить формулы для различных условий:

а) Грунт идеально сыпучий, нагрузка на поверхности засыпки отсутствует ($c = 0$; $q = 0$). Поскольку грань стенки гладкая и трение на ней отсутствует, то вертикальное σ_z и горизонтальное σ_x напряжения являются главными, причем:

$$\sigma_1 = \gamma z;$$

$$\sigma_2 = \gamma z \lambda_a.$$

Эпюра активного давления имеет вид треугольника (рис. 9.14, а), а равнодействующая давления равна площади эпюры:

$$E_a = \gamma h^2 \lambda_a / 2 \quad (9.24)$$

и приложена на расстоянии $h/3$ от подошвы.

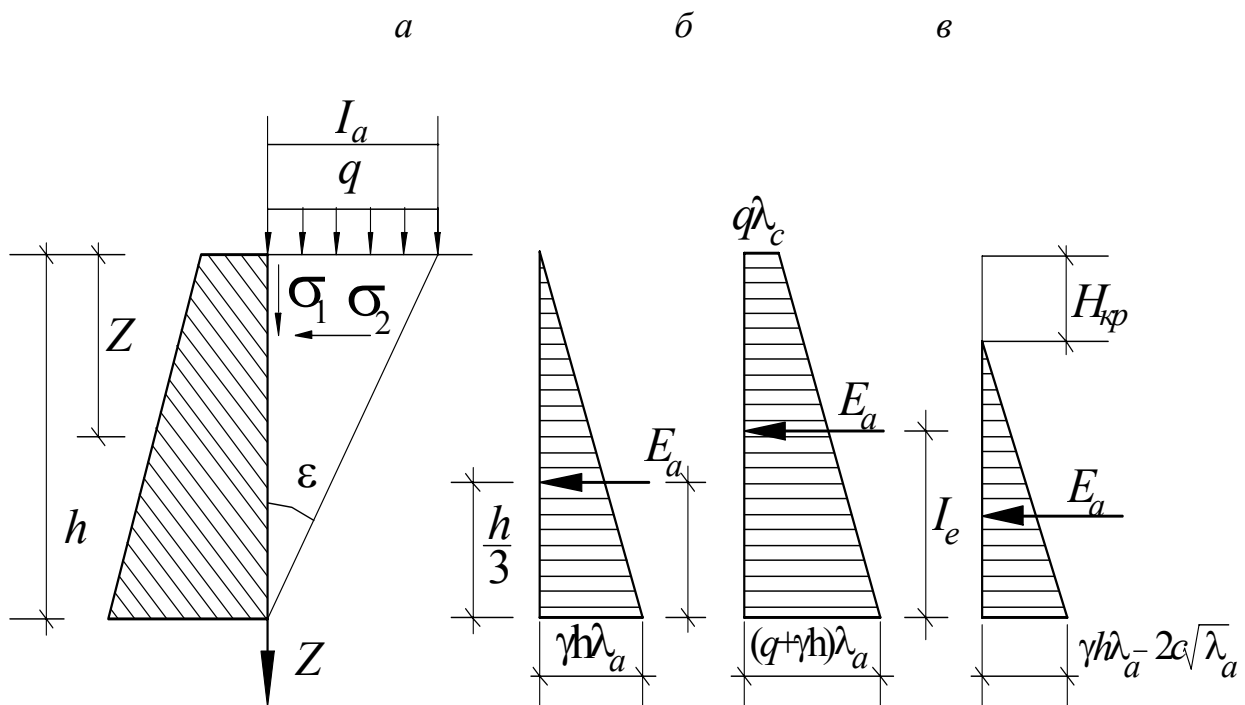


Рисунок 9.14 – Призма обрушения и эпюры активного давления для случаев а, б, в

Угол между вертикалью, т.е. направлением σ_1 и линиями скольжения в соответствии с (9.9) равен $\pi/4 - \varphi/2 = \varepsilon$, так что ширина призмы обрушения $l_a = h \operatorname{tg} \varepsilon$.

б) Учет нагрузки на поверхности засыпки ($c = 0$; $q \neq 0$).

Эпюра активного давления имеет вид трапеции (рис. 9.14, б), состоящей из треугольной части, соответствующей рассмотренному случаю по (9.24), и прямоугольной, учитывающей влияние нагрузки с постоянной ординатой $q \lambda_a$. Равнодействующая или площадь эпюры равна:

$$E_a = h(\gamma h/2 + q)\lambda_a. \quad (9.25)$$

Она приложена на расстоянии l_E от подошвы стенки:

$$l_E = h(\gamma h + 3q)/[3(\gamma h + 2q)].$$

Силы по (9.24, 9.25) относятся к единице длины стенки и поэтому измеряются в кН/м.

в) Учет сцепления грунта, нагрузка на засыпке отсутствует ($c \neq 0$; $q = 0$).

В этом случае ордината эпюры активного бокового давления грунта на глубину z в соответствии с (9.26) равна:

$$\sigma_z = \gamma z \lambda_a - 2c\sqrt{\lambda_a}. \quad (9.26)$$

При построении эпюры следует учесть, что связный грунт может держать вертикальный откос высотой по (9.9):

$$H_{кр} = \frac{2c}{\gamma} \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda_a}}. \quad (9.27)$$

Считая, что при $z = H_{кр}$ $\sigma_2 = 0$ и при $z = h$ по (9.26) $\sigma_2 = \gamma h \lambda_a - 2c\sqrt{\lambda_a}$, получаем эпюру активного давления в виде треугольника с высотой $(h - H_{кр})$ (рис. 9.14, в). Учет сцепления приводит к уменьшению активного давления. Его равнодействующая равна:

$$E_a = (\gamma h \lambda_a - 2c\sqrt{\lambda_a})(h - H_{кр})/2. \quad (9.28)$$

Рассматривая соотношение (8.27) при $c \neq 0$ и $q \neq 0$, можно учесть действие нагрузки на поверхности засыпки из связного грунта. В частности, при соотношении между нагрузкой и сцеплением:

$$q = 2c/\sqrt{\lambda_a} = 2c \cdot \operatorname{ctg} \varepsilon, \quad (9.29)$$

эпюра давления будет треугольной, как для первоначального случая несвязного грунта.

9.6.3 Учет наклона задней грани стенки, трения грунта по ней и наклона поверхности засыпки

Рассмотрим предельное равновесие несвязного грунта за подпорной стенкой с наклонной шероховатой задней гранью и при наклонной поверхности засыпки (рис. 9.15, а), основываясь на допущениях, впервые выведенных Кулоном:

Поверхность обрушения AB есть плоскость.

Призма обрушения принимается как жесткое недеформируемое тело.

Из всех возможных положений плоскости обрушения, определяемых углом θ , реализуется то, которое соответствует максимальному давлению грунта на стенку.

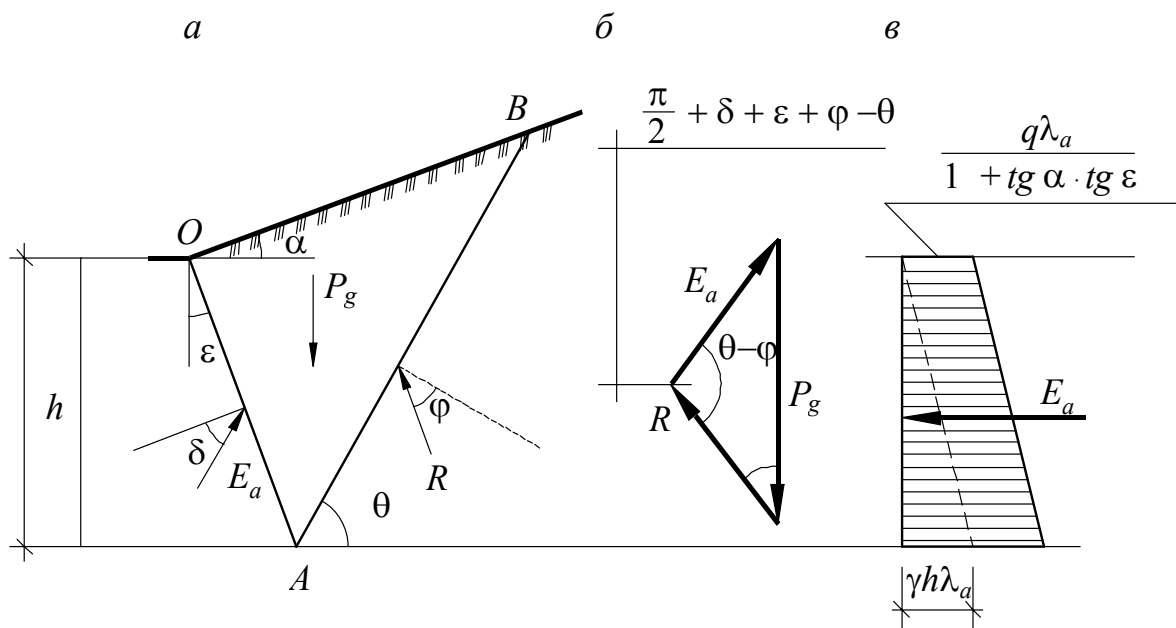


Рисунок 9.15 – Схема действия сил на призму обрушения (а), силовой треугольник (б) и эпюра активного давления (в)

На призму обрушения в предельном состоянии действуют:

- собственный вес грунта P_g ;
- реакция неподвижного грунта по плоскости скольжения R , отклоняющаяся от нормали к плоскости на угол φ в сторону возможного смещения грунта;
- реакция стенки E_a , равная равнодействующей активного давления, отклоняющаяся от нормали к стенке на угол δ , причем $0 \leq \delta \leq \varphi$.

Определив из геометрических соотношений значение веса P_g и зная направления E_a и R , можно построить силовой треугольник (рис. 9.15, б), из которого следует:

$$E_a = P_g \sin(\theta - \varphi) / \sin(\pi/2 + \delta + \varepsilon + \varphi - \theta). \quad (9.30)$$

Для решения задачи нужно найти θ , при котором давление максимальное. Угол определяется из условия экстремума $dE_a/d\theta = 0$ и подставляется в выражение (9.30). Аналитическое решение задачи громоздкое, проще результат получается графически с последующей аналитической интерпретацией, приводящей для E_a к формуле (9.20) с коэффициентом активного давления, зависящим уже не только от φ , но и от параметров δ , α , ε , по формуле:

$$\lambda_a = \frac{1}{(1 + \sqrt{t})^2} \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)}, \quad (9.31)$$

где

$$t = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}.$$

Углы ε и α в (9.31) учитывают со знаком: они положительные при отклонении задней грани от вертикали и поверхности засыпки от горизонтали против часовой стрелки.

Формула (9.31) не применима для стенок с очень пологой задней гранью (при $\varepsilon > 65^\circ$). Должно также выполняться условие $\alpha < \varphi$. Угол ε принимают в зависимости от степени шероховатости стенки, обычно $(0,5-0,67)\varphi$, при вибрационных нагрузках $\delta = 0$.

Эпюра давления, как и ранее, имеет вид треугольника с ординатой у подошвы $\gamma h \lambda_a$. Если на поверхности засыпки задана равномерно распределенная нагрузка q , эпюра имеет вид трапеции; ордината на глубине z равна:

$$\sigma_{az} = \gamma z \lambda_a + \frac{q \lambda_a}{1 + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varepsilon}. \quad (9.32)$$

Равнодействующая давления равна площади:

$$E_a = \int_0^h \sigma_{az} dz = \left(\frac{\gamma h^2}{2} + \frac{qh}{1 + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varepsilon} \right) \lambda_a, \quad (9.33)$$

если углы α , ε малы или равны нулю, получаем прежний результат (9.25).

Обычно эпюра строится на вертикальной проекции задней грани стенки, но площадь ее принимается равной полному давлению (рис. 9.15, в). При необходимости строят эпюры горизонтальной и вертикальной составляющих давления или определяют составляющие силы E_a :

$$E_{ax} = E_a \cdot \cos(\delta + \varepsilon);$$

$$E_{az} = E_a \cdot \sin(\delta + \varepsilon).$$

9.6.4 Определение давления при сплошной нагрузке и сложном очертании поверхности грунта

При сложном очертании поверхности засыпки (ломаном, криволинейном), при загрузке части поверхности в пределах призмы обрушения местной нагрузкой определение положения плоскости обрушения и равнодействующей активного давления можно произвести графическими или графоаналитическими методами. Для примера рассмотрим метод Кульмана.

Пусть поверхность засыпки криволинейная (рис. 9.16). Порядок построений и вычислений здесь следующий:

1. Из нижнего ребра задней грани (точка A) проводим две линии: "откосную" AC под углом φ к горизонтали и "основную" под углом $(\varphi + \delta)$ к задней грани стенки.
2. Задавшись возможными положениями плоскости скольжения 1, 2, ..., n , для каждого положения определяем вес соответствующей призмы обрушения (при действии местной нагрузки она прибавляется к весу) - $P_{g_1}, P_{g_2}, \dots, P_{g_n}$.
3. Найденные значения в масштабе откладываем на откосной линии от точки A и из полученных точек проводим прямые параллельно основной линии до пересечения с соответствующей плоскостью обрушения: $P_{g_1}B_1, P_{g_2}B_2, \dots, P_{g_n}B_n$.
4. Соединяем полученные точки с точкой A плавной кривой и проводим к ней касательную, параллельную откосной линии.

Построенная кривая представляет собой график изменения E_a в зависимости от положения плоскости обрушения. Максимальное расстояние от точки касания B до откосной линии по направлению основной в выбранном масштабе сил дает равнодействующую E_a . Соответственно проведенная из точки A через точку B прямая дает положение плоскости обрушения.

Легко заметить, что $\triangle AB_1P_{g_1}$ и другие – это треугольники сил, построенные для принятых положений плоскости обрушения. Отличие от рисунка 9.15, б здесь только в том, что вес отложен не в обычном направлении (по вертикали), а на откосной линии.

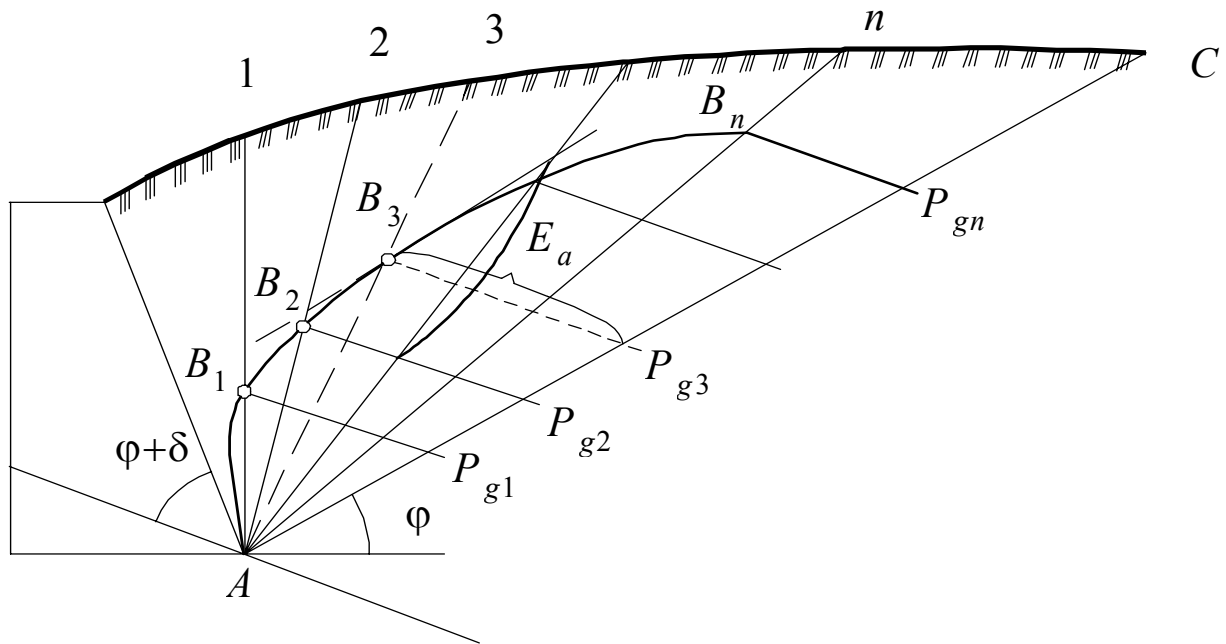


Рисунок 9.16 – Графоаналитическое определение активного давления по методу Кульмана

9.6.5 Наличие за стенкой слоев грунта с разными свойствами

Рассмотренные ранее случаи давления относились к однородному грунту засыпки за стенкой. Однако засыпка может быть выполнена слоями грунтов с различными механическими свойствами. Кроме того, даже слои однородной засыпки могут отличаться по удельному весу, углу внутреннего трения в зависимости от положения по отношению к уровню подземных вод. Во всех таких случаях полное давление на стенку получают, рассматривая его как сумму давлений по слоям, причем каждый раз слои грунта, расположенные выше рассматриваемого, заменяют эквивалентной распределенной нагрузкой, используя формулы (9.24, 9.32, 9.33).

На рисунке 9.17 засыпка образована двумя слоями с характеристиками $\gamma_1\varphi_1$ и $\gamma_2\varphi_2$. В пределах первого слоя имеем обычную эпюру с ординатой при $z = H_1$:

$$\sigma_{a_1} = \gamma_1 H_1 \lambda_{a_1}.$$

Для построения эпюры в пределах второго слоя первый учитываем как нагрузку $q = \gamma_1 H_1$, тогда:

$$\begin{aligned} \sigma'_{a_1} &= q \lambda_{a_2}; \\ \sigma_{a_2} &= (\gamma_2 H_2 + q) \lambda_{a_2}. \end{aligned}$$

На границе слоев эпюра имеет скачок, причем при $\varphi_1 < \varphi_2$ давление уменьшается (рис. 9.17, б), при $\varphi_1 > \varphi_2$ возрастает (рис. 9.17, в). Изменение удельного веса проявляется изменением интенсивности роста давления, т.е. изломами в точках эпюр на границах слоев.

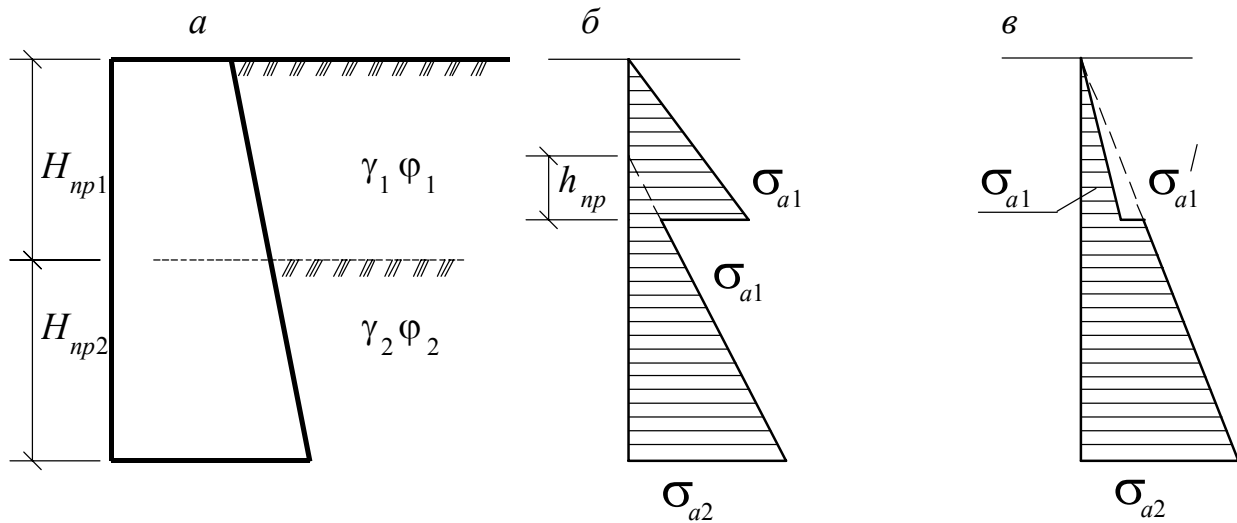


Рисунок 9.17 – Слоистость засыпки (а) и эпюры активного давления при $\varphi_1 < \varphi_2$ (б) и $\varphi_1 > \varphi_2$ (в)

Иногда пользуются понятием *приведенной высоты грунта*. Например, при построении эпюры в пределах второго слоя ординаты можно записать:

$$\begin{aligned}\sigma'_{a_1} &= \gamma_2 h_{np} \lambda_{a_2}; \\ \sigma_{a_2} &= \gamma_2 (H_2 + h_{np}) \lambda_{a_2},\end{aligned}$$

где h_{np} - приведенная высота грунта, определяемая по формуле:

$$h_{np} = \frac{\gamma_1 H_1}{\gamma_2} = \frac{q}{\gamma_2}. \quad (9.34)$$

Использование приведенной высоты особенно удобно при графических методах определения давления.

Эпюры со скачками давления могут также получиться при ломаном очертании задней грани стенки. Давление в этом случае определяется последовательно сверху вниз на каждый прямолинейный участок стенки между точками излома (рис. 9.18).

После определения обычным образом давления на верхнем участке BD продолжаем участок AD до пересечения с поверхностью засыпки и рассчитываем давление на полученную условную стенку AC . Построив треугольную эпюру давления на нее, верхнюю часть этой эпюры на условном

участке стены DC отбрасываем, оставляя трапециевидальную часть эпюры на действительном участке стены AD .

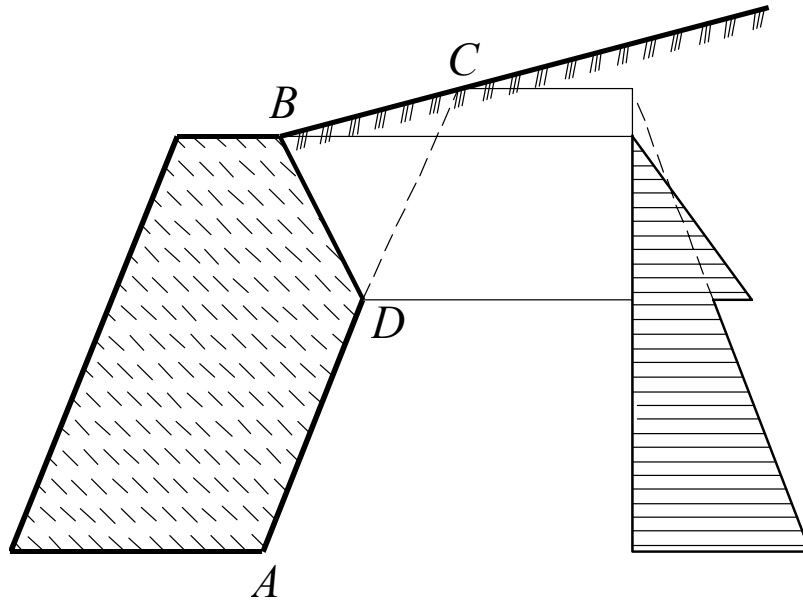


Рисунок 9.18 – Эпюра давления грунта на стенку с ломаной задней гранью

9.6.6 Определение пассивного давления

Пассивное давление возникает при смещении стенки на грунт засыпки, что соответствует максимальному предельному напряженному состоянию. В этом случае напряжение $\sigma_z = \sigma_3$ минимальное, а $\sigma_x = \sigma_1 = \sigma_p$ максимальное, т.е. оно и является пассивным давлением. Формулы и эпюры для него можно получить так же, как и в рассмотренных случаях для активного давления, используя соотношение (9.28):

$$\sigma_p = (\gamma z + q)\lambda_n + 2c\sqrt{\lambda_n}, \quad (9.35)$$

где $\lambda_n = \frac{1}{\lambda_a} = \text{ctg}^2 \varepsilon = (1 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi)$ - коэффициент пассивного бокового давления.

На рисунке 9.19 показаны эпюры пассивного давления. Для случаев a и b они имеют тот же вид, что и на рисунке 9.14. Отличие здесь в том, что $E_p \gg E_a$ - это связано с соответствующим неравенством для коэффициентов $\lambda_p \gg \lambda_a$, например, при $\varphi = 30^\circ$ $\lambda_a = 1/3$, $\lambda_p = 3$; соответственно ширина призмы выпирания $l_p = h \cdot \text{ctg} \varepsilon$

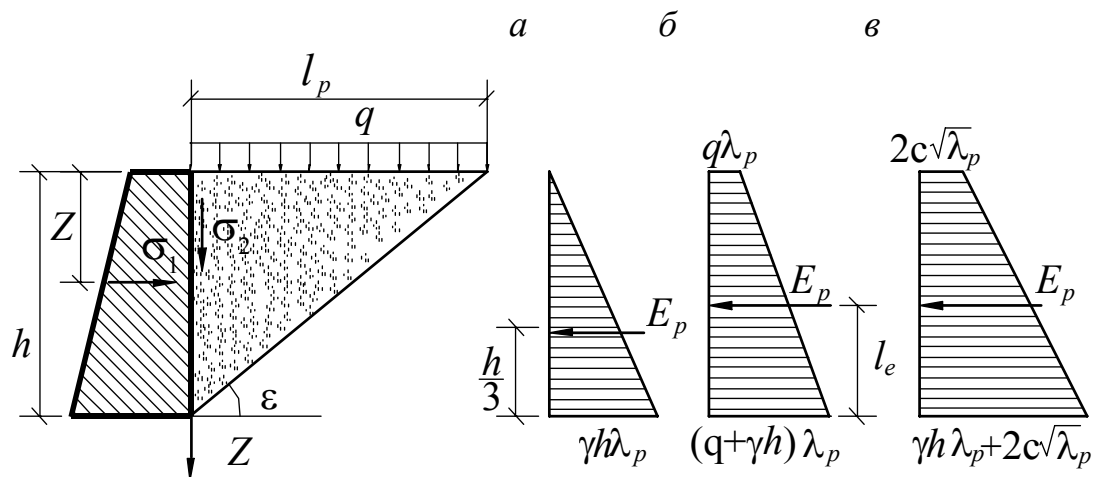


Рисунок 9.19 – Призма выпирания и эпюры пассивного давления на гладкую вертикальную стенку:

$a - c = q = 0$; $b - c = 0, q \neq 0$; $c - q = 0, c \neq 0$

Эпюра пассивного давления для связного грунта имеет вид трапеции, т.е. сцепление, как и нагрузка на засыпке, увеличивает пассивное давление.

Установлено, что определение пассивного давления с учетом трения грунта о стенку и в предположении плоской поверхности скольжения вносит погрешность, быстро возрастающую с увеличением угла внутреннего трения грунта засыпки. Поэтому при значениях $\varphi > 10^\circ$ для расчета пассивного давления следует использовать строгие решения теории предельного равновесия.

9.6.7 Определение активного и пассивного давления по строгим решениям теории предельного равновесия

Решения получены для случая горизонтальной поверхности засыпки однородным несвязным грунтом. Учитываются угол наклона (ε) и шероховатость стенки (δ).

Ординаты эпюр активного σ_a и пассивного σ_p давлений вычисляем по формуле:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_a \\ \sigma_p \end{matrix} \right\} = \left. \begin{matrix} \bar{q}_a \\ \bar{q}_p \end{matrix} \right\} \cdot (\gamma z + q), \quad (9.36)$$

где q - нагрузка на поверхности засыпки; \bar{q}_a и \bar{q}_p - безразмерные коэффициенты соответственно активного и пассивного давлений, определяемые по таблице 9.2 в зависимости от значений φ , ε , δ .

По построенным эпюрам находим равнодействующие сил давления E_a и E_p .

Таблица 9.2 – Значения коэффициентов \bar{q}_a и \bar{q}_p для определения активного и пассивного давлений

ε°	$\varphi = 10^\circ$			$\varphi = 20^\circ$			$\varphi = 30^\circ$		
	при значениях δ° , равных								
	0	5	10	0	10	20	0	15	30
30	<u>0,72</u>	<u>0,68</u>	<u>0,68</u>	<u>0,60</u>	<u>0,57</u>	<u>0,57</u>	<u>0,50</u>	<u>0,47</u>	<u>0,50</u>
	1,04	1,11	1,16	1,26	1,49	1,73	1,49	2,08	2,80
20	<u>0,73</u>	<u>0,70</u>	<u>0,70</u>	<u>0,58</u>	<u>0,54</u>	<u>0,54</u>	<u>0,46</u>	<u>0,43</u>	<u>0,45</u>
	1,18	1,29	1,35	1,51	1,83	2,13	1,90	2,79	3,80
10	<u>0,72</u>	<u>0,70</u>	<u>0,68</u>	<u>0,54</u>	<u>0,50</u>	<u>0,50</u>	<u>0,40</u>	<u>0,37</u>	<u>0,38</u>
	1,31	1,43	1,52	1,77	2,19	2,57	2,39	3,62	5,03
0	<u>0,70</u>	<u>0,67</u>	<u>0,65</u>	<u>0,49</u>	<u>0,45</u>	<u>0,44</u>	<u>0,33</u>	<u>0,30</u>	<u>0,31</u>
	1,42	1,56	1,66	2,04	2,55	3,04	3,00	4,62	6,55
-10	<u>0,65</u>	<u>0,61</u>	<u>0,59</u>	<u>0,42</u>	<u>0,38</u>	<u>0,37</u>	<u>0,26</u>	<u>0,24</u>	<u>0,24</u>
	1,49	1,65	1,76	2,30	2,93	3,53	3,65	5,82	8,42
-20	<u>0,58</u>	<u>0,54</u>	<u>0,52</u>	<u>0,35</u>	<u>0,31</u>	<u>0,30</u>	<u>0,20</u>	<u>0,18</u>	<u>0,17</u>
	1,53	1,70	1,83	2,53	3,31	4,03	4,42	7,38	10,70
-30	<u>0,49</u>	<u>0,45</u>	<u>0,44</u>	<u>0,27</u>	<u>0,24</u>	<u>0,23</u>	<u>0,13</u>	<u>0,12</u>	<u>0,11</u>
	1,52	1,71	1,85	2,76	3,67	4,51	5,28	9,07	13,50
Значения \bar{q}_a приведены в числителе, \bar{q}_p - в знаменателе.									

ГЛАВА 10

РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ И ИХ УЧЕТ

10.1 Экспериментальные данные о реологических свойствах грунтов

В рассмотренной ранее схеме работы основания фундамента (смотреть рисунок 6.2) учитывались общие деформации и осадки при данной нагрузке без учета характера их нарастания во времени. Представим теперь, что для каждой ступени нагрузки фиксируется развитие осадки во времени. При этом в зависимости от общей нагрузки возможны следующие случаи (рис. 10.1).

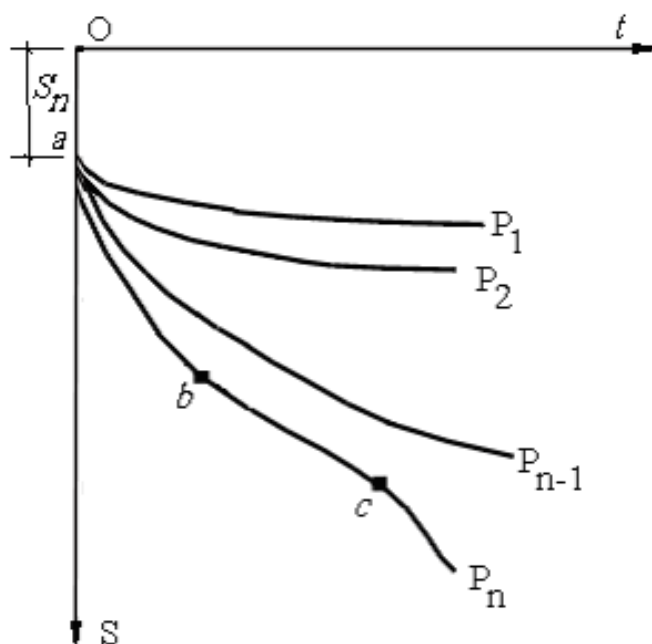


Рисунок 10.1 – Развитие осадки во времени при различных нагрузках

1) При небольших нагрузках $P_{1,2} < P_{нач}$ кривые зависимости осадки от времени $s = f(t)$ быстро выполаживаются, т.е. скорость нарастания осадки уменьшается, приближаясь к нулю: $ds/dt \rightarrow 0$.

2) При росте нагрузки в пределах $P_{нач} < P_{n-1} < R$ кривая $s = f(t)$ вначале имеет такой же характер, как в предыдущем случае, но затем скорость нарастания осадки становится постоянной ($ds/dt = const$), т.е. зависимость $s = f(t)$ будет линейной.

3) При еще больших суммарных нагрузках P_n кривая $s = f(t)$ включает участки первого (ав) и второго (вс) типов, а затем интенсивность

нарастания осадки резко увеличивается ($ds/dt \rightarrow \infty$), что соответствует переходу основания в стадию разрушения.

Во всех трех случаях имеет место некоторая начальная осадка $S_n = oa$, протекающая довольно быстро по отношению ко всему времени деформации. Ее называют *условно-мгновенной*, она зависит от величины нагрузки.

Если основание сложено водонасыщенным грунтом, то основной причиной развития деформаций во времени после приложения нагрузки является фильтрация воды в порах под действием возникающей разности напоров. Она приводит также к перемещениям твердых частиц – скелета грунта, что уже связано с проявлением их реологических свойств.

Но деформации ползучести, оказывая влияние на фильтрационную консолидацию, продолжаются и после ее окончания, когда давление в порах грунта рассеивается. Поэтому для водонасыщенных грунтов показанные на рисунке 10.1 осадки обусловлены эффектом консолидации фильтрационной (первичной) и вторичной, связанной только с деформациями ползучести "в чистом виде". Важно, что и для последних, три указанные и проиллюстрированные на рисунке 10.1 случаи имеют место. Ползучести имеют названия: *затухающей* или установившейся и *незатухающей* или прогрессирующего течения, при которой $ds/dt \rightarrow \infty$.

Рассмотрим основные установленные опытами закономерности деформаций ползучести при сжатии и сдвиге.

Ползучесть грунтов при сжатии проще всего изучать компрессионными испытаниями тонких образцов неводонасыщенных глинистых грунтов. Возникающее при этом поровое давление малое и проявляются свойства ползучести скелета грунта. Быстро протекающую часть деформации относят к мгновенной, а остальную к деформации ползучести. Обычно испытывают несколько одинаковых образцов, нагружая их различными не изменяющимися во времени нагрузками. В зависимости от свойств грунта длительность опытов может исчисляться неделями, месяцами и даже годами (рис. 10.2).

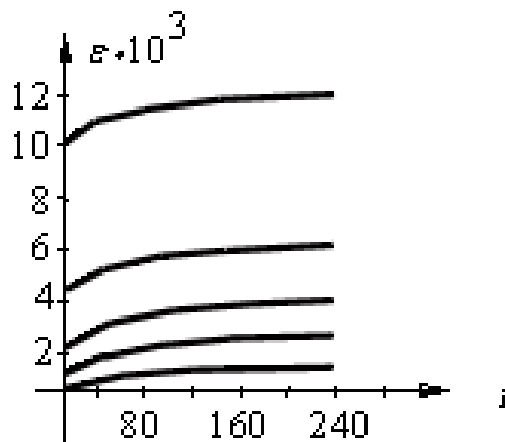


Рисунок 10.2 – Кривые ползучести суглинка

Ползучесть при таких испытаниях, как и при всестороннем (гидростатическом) сжатии, всегда затухающая. Как показали многочисленные эксперименты, кривые ползучести удовлетворительно описываются уравнением:

$$e(t) = e_o - a_o \sigma - a_I \sigma [1 - \exp(-\gamma_I t)], \quad (10.1)$$

где e_o – начальный коэффициент пористости; a_o – коэффициент мгновенной сжимаемости; a_I – коэффициент сжимаемости во времени с учетом ползучести; γ_I – параметр ползучести.

Выражение (10.1) можно записать для деформации:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{1 + e_o} [a_o + a_I (1 - \exp(-\gamma_I t))]. \quad (10.2)$$

Из (10.2) видно, что при $t = 0$ получаем мгновенную деформацию:

$$\varepsilon_{t=0} = a_o \sigma / (1 + e_o). \quad (10.3)$$

Чем меньше значение параметра γ_I , тем медленнее развиваются деформации ползучести. При значениях $\gamma_I \rightarrow \infty$ получаем:

$$\varepsilon = (a_o + a_I) \sigma / (1 + e_o), \quad (10.4)$$

т.е. выражение для обычной спрямленной компрессионной кривой с коэффициентом сжимаемости $(a_o + a_I)$. Оно справедливо также для закончившейся (стабилизированной) деформации при $t = \infty$ и любом значении параметра ползучести.

Из (10.2) следует, что если построить графики ползучести неводонасыщенного грунта в полулогарифмической системе координат " $\varepsilon - \ln t$ " при различных давлениях σ_i , то будет получена серия прямых с разным наклоном (рис. 10.3).

Следовательно, полученные зависимости для деформаций ползучести можно описать уравнением вида:

$$\varepsilon_{ин} = b_{ин} \ln(t/t_o), \quad (10.5)$$

где $b_{ин}$ – параметр ползучести, рассчитываемый по прямой при данном давлении. Например, при σ_I из рисунка 10.3 получаем:

$$b_{ин} = \operatorname{tg} \alpha_I = \Delta \varepsilon_{ин} / \ln(t/t_o). \quad (10.6)$$

Для водонасыщенных глинистых грунтов деформации ползучести развиваются главным образом после окончания фильтрационной консолидации. Объективно его можно установить, фиксируя степень рассеивания порового давления или рассматривая изменение скоростей

деформаций. Нужно также отделить начальную или мгновенную деформацию от фильтрационной, т.е. установить момент начала фильтрационной консолидации.

Для решения этих задач можно использовать графические приемы Тейлора – для определения деформации, соответствующей началу фильтрационной консолидации, и Казагранде – для определения времени окончания фильтрационной консолидации и соответствующей деформации. Приемы эти исходят из анализа экспериментов и основаны на представлении результатов опыта в координатах " $\varepsilon - \sqrt{t}$ " и " $\varepsilon - \ln t$ " (рис. 10.4).

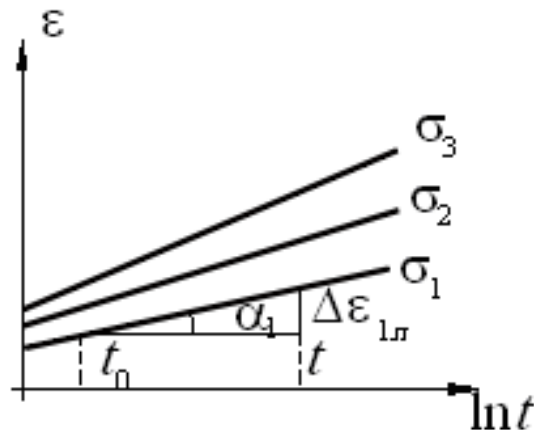


Рисунок 10.3 – Представление кривых для ползучести в полулогарифмических координатах

Параметр ползучести определяется аналогично (10.6) для участка вторичной консолидации:

$$b_{i\Pi} = \Delta \varepsilon_{i\Pi} / \ln(t/t_v), \quad (10.7)$$

где t_v - время окончания фильтрационной консолидации.

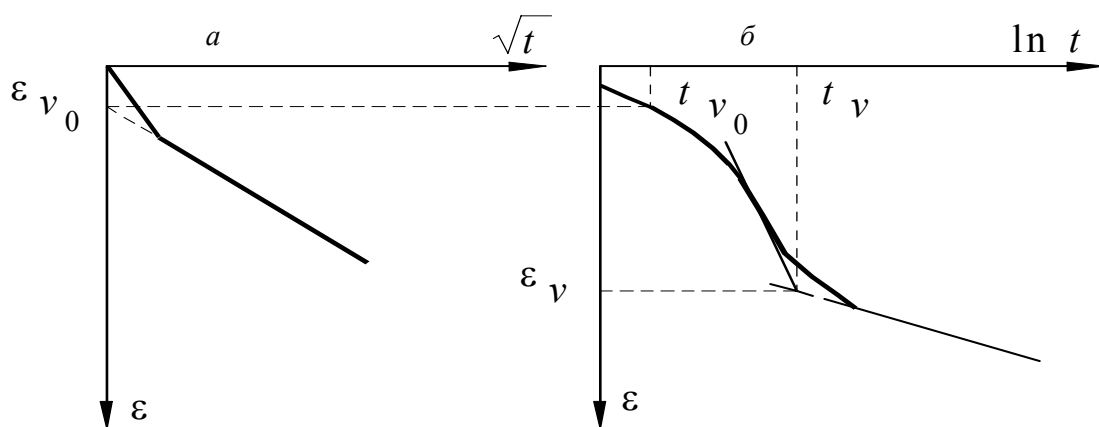


Рисунок 10.4 – Представление графика консолидации водонасыщенного грунта: а – определение ε_{v_0} ; б – определение ε_v и t_v

Рассмотрим ползучесть при сдвиге и связанную с ней длительную прочность грунтов. Как и при сжатии, в момент приложения нагрузки (здесь постоянных касательных напряжений) отмечается быстрое нарастание деформации сдвига, рассматриваемой как условно-мгновенная; далее идет медленное нарастание деформации ползучести.

В зависимости от величины приложенных касательных напряжений для сдвига также может иметь место затухающая, установившаяся и прогрессирующая ползучесть. Действительно, пока напряжение малое, скорость деформации уменьшается, стремясь к нулю (рис. 10.5, а, напряжение – τ_1). При некотором напряжении τ_2 затухающая ползучесть переходит в установившуюся, а при еще большем τ_3 установившаяся ползучесть при $t = t_3$ переходит в прогрессирующую, что приводит к разрушению грунта. Чем больше напряжение, тем быстрее наступает разрушение.

По опытным данным такого типа можно построить график зависимости разрушающих касательных напряжений от времени (рис. 10.5, б). Этот график называется *кривой длительной прочности грунта*. Асимптотическое значение τ_∞ , к которому приближается кривая при $t \rightarrow \infty$, называют *предельно длительной прочностью грунта* (или *пределом длительной прочности*).

Прочность, получаемую при обычных относительно кратковременных лабораторных испытаниях, называют *стандартной*; она близка к условно-мгновенной прочности.

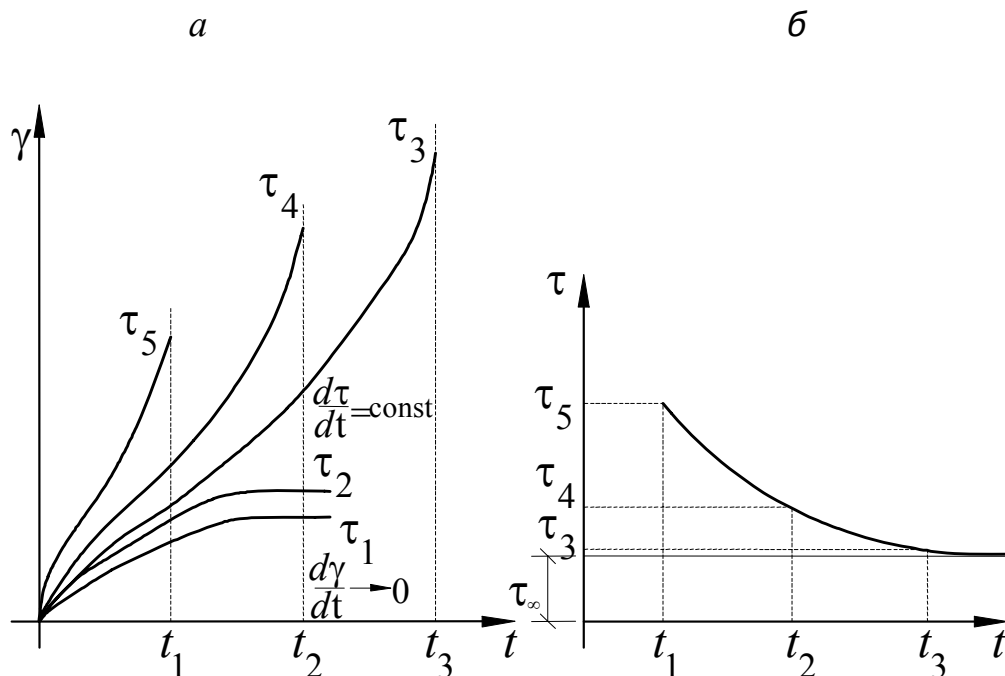


Рисунок 10.5 – Ползучесть при сдвиге (а) и кривая длительной прочности (б)

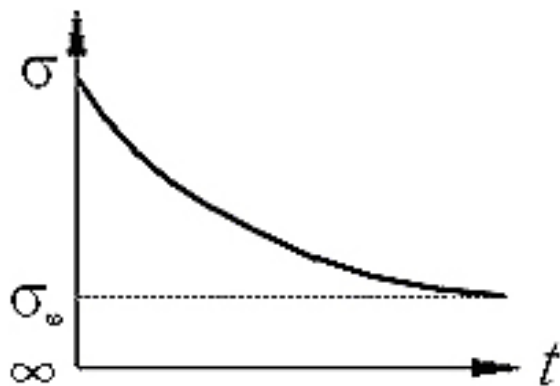


Рисунок 10.6 – Кривая релаксации

Остановимся еще на явлении релаксации напряжений. Если быстрым нагружением придать образцу грунта некоторую деформацию и закрепить его в таком состоянии, чтобы деформация не изменялась, то с течением времени напряжения в грунте уменьшаются. Процесс уменьшения (расслабления) напряжений обусловлен медленной внутренней перестройкой сложения грунта с разрушением одних связей и возникновением других, т.е. релаксация имеет ту же природу, что

и ползучесть.

По результатам опыта можно построить кривую уменьшения напряжения во времени (рис. 10.6), причем некоторая часть первоначального (мгновенного) напряжения сохраняется в течение очень длительного времени.

10.2 Реологические модели

Для наглядного выявления и описания закономерностей ползучести удобно использовать реологические модели. Они применяются также для вывода соотношений, связывающих напряжения, деформации и их скорости. Такие соотношения называются *уравнениями состояния*.

Реологические модели составляют из простейших моделей – элементов, отображающих определенное фундаментальное свойство грунтов. Такие элементарные модели, по существу, уже использовались ранее, отображая упругие (модель Гука), пластические (модель Кулона) и вязкие (модель Ньютона) свойства грунтов. Они лежат в основе теорий линейно-деформируемой среды, предельного равновесия и теории фильтрационной консолидации грунтовой массы.

На схемах перечисленные модели изображаются пружиной, элементом трения и демпфером – цилиндром, заполненным вязкой жидкостью, в которой может перемещаться дырчатый поршень (рис. 10.7).

Закономерности деформирования этих элементов имеют хорошо известный вид. Для *упругого элемента* – это закон Гука:

$$\gamma = \tau / G. \quad (10.8)$$

Для *пластического элемента* $\gamma = 0$ при $\tau < \tau_0$, т.е. деформация отсутствует, пока напряжение не достигло некоторого предела, а далее неограниченно нарастает, т.е. при $\tau = \tau_0$ $\gamma \rightarrow \infty$.

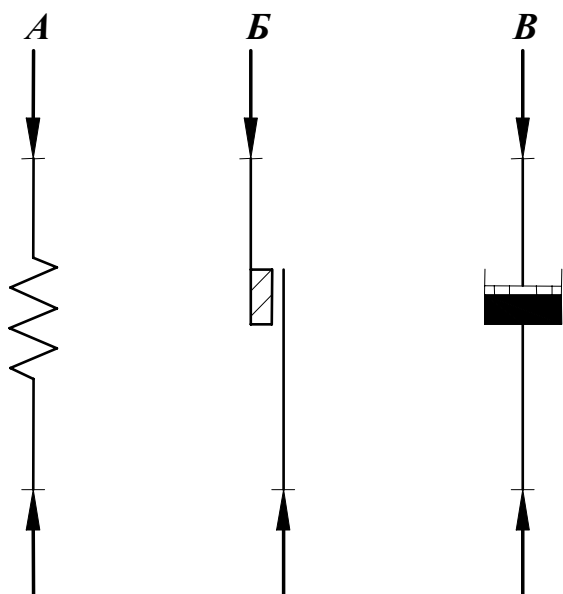


Рисунок 10.7 – Простейшие модели-элементы: *а* – Гука; *б* – Кулона; *в* – Ньютона

Для вязкого элемента соблюдается пропорциональность напряжения и скорости деформации, т.е.:

$$\dot{\gamma} = \tau / \eta, \quad (10.9)$$

где η - коэффициент вязкости (динамическая вязкость).

Различные комбинации приведенных элементов позволяют отобразить некоторые реологические свойства грунтов.

Соединяя упругий и вязкий элементы последовательно и параллельно, получаем соответственно модели Максвелла и Кельвина (рис. 10.8, *а*, *б*), которые обе являются вязкоупругими, но деформируются во времени по-разному. Выясним это различие.

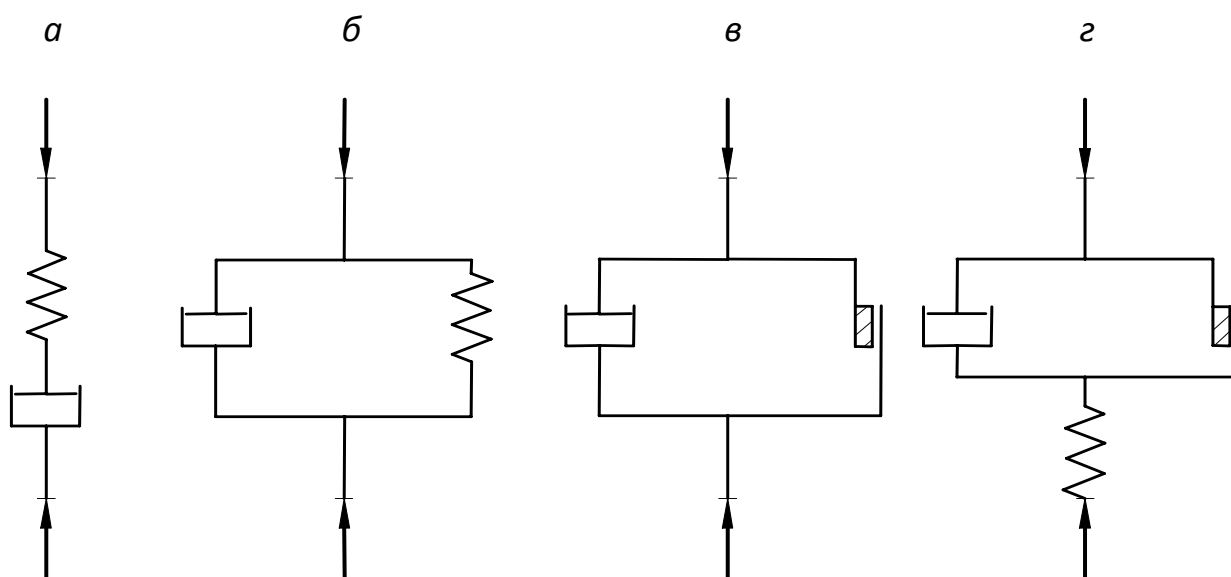


Рисунок 10.8 – Реологические модели Максвелла (*а*), Кельвина (*б*), Бингама – Шведова (*в*) и вязко-упруго-пластическая (*г*)

При последовательном соединении элементов напряжение постоянное, а деформации и скорости складываются. Поэтому, дифференцируя (10.8) и складывая с (10.9), получаем выражение для скорости деформации модели в целом, т.е. ее уравнение состояния:

$$\dot{\gamma} = \dot{\tau}/G + \tau/\eta, \quad (10.10)$$

При постоянной деформации $\gamma = const$ и начальном условии при $t = 0 \quad \tau = \tau_H$ решение уравнения (10.10) имеет вид:

$$\tau = \tau_H \exp(-t/T_r), \quad (10.11)$$

где $T_r = \eta/G$ - время релаксации.

Смысл времени релаксации ясен из (10.11): при $t = T_r \quad \tau_H/\tau = e$; т.е. T_r - это время, за которое напряжение уменьшается в $e = 2,718$ раз (рис. 10.9, а).

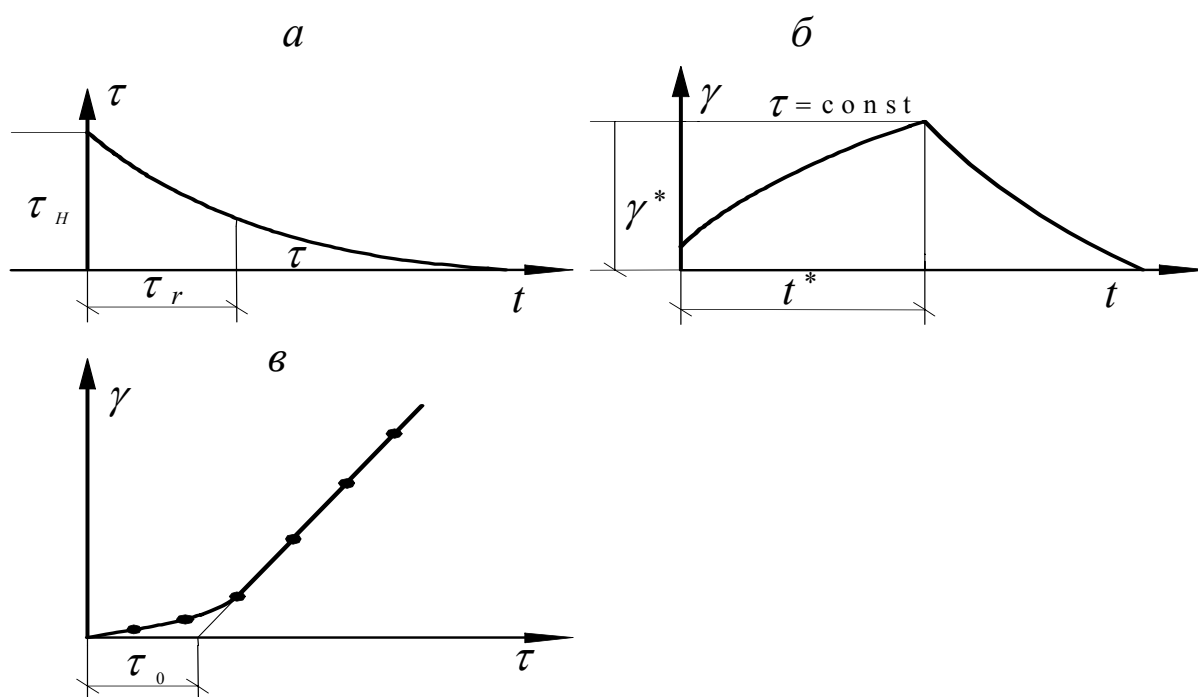


Рисунок 10.9 – Изменение напряжений, деформаций и скоростей деформаций в моделях: а – Максвелла; б – Кельвина; в – Бингама – Шведова

Если время действия нагрузки превышает время релаксации, то любой материал проявляет вязкие свойства и течет подобно жидкости, например, для льда $T_r = a \cdot 10^2$ сек; такой же порядок T_r у глинистого грунта текучей консистенции.

Из (10.10) при $\tau = const$ имеем $\dot{\gamma} = \tau/\eta$, т.е. при постоянных напряжении и вязкости скорость деформации также постоянная. Таким образом, модель Максвелла – это модель релаксирующей среды с незатухающей установившейся ползучестью. Следует отметить, что в отличие от реальных грунтов (смотреть рисунок 10.6) напряжения в этой модели релаксируют полностью.

Рассмотрим модель с параллельным соединением этих же элементов (рис. 10.8, б). Напряжения в элементах складываются, что дает уравнение состояния:

$$\tau = \eta \dot{\gamma} + G\gamma. \quad (10.12)$$

Интегрирование уравнения (10.12) при постоянном напряжении и начальном условии $\gamma = 0$ при $t = 0$ дает следующее выражение для деформации:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \left[1 - \exp\left(-\frac{G}{\eta} t\right) \right]. \quad (10.13)$$

Согласно (10.13) деформация возрастает от нуля до конечного стабилизированного значения $\gamma_{\infty} = \tau/G$. Величина $\frac{\eta}{G} = T_p$ называется *временем запаздывания деформаций*.

Из (10.12) видно, что при $\gamma = \text{const}$ напряжение остается постоянным, следовательно, при параллельном соединении упругого и вязкого элементов получаем модель *нерелаксирующей* среды с неустановившейся затухающей ползучестью.

Если в момент времени $t = t^*$ при деформации $\gamma = \gamma^*$ произведена разгрузка, то из (10.12) следует выражение для деформации:

$$\gamma = \gamma^* \exp\left[-G(t - t^*)/\eta\right]. \quad (10.14)$$

Таким образом, после снятия нагрузки деформация уменьшается, постепенно приближаясь к нулю (рис. 10.9, б).

В обеих проанализированных моделях деформации вызываются любой сколь угодно малой нагрузкой. Свойство большинства грунтов деформироваться, если нагрузка превышает некоторое значение, отображается вязко-пластической моделью Бингама – Шведова (рис. 10.8, в) с параллельным соединением вязкого и пластического элементов.

Уравнение состояния при $\tau \geq \tau_0$:

$$\tau = \tau_0 + \eta \dot{\gamma},$$

где τ – постоянная пластического элемента; для глинистых грунтов τ_0 – начальное сопротивление сдвигу или порог ползучести.

При $\tau < \tau_0$ деформация отсутствует ($\gamma = 0$) (рис. 10.9, в).

Последовательное соединение данной модели с упругим элементом дает модель вязко-упруго-пластической среды (рис. 10.8, г), позволяющую учесть упругие деформации при $\tau < \tau_0$. В общем, увеличивая число элементов и по-разному их комбинируя, можно приблизить реологические

свойства модели к свойствам реальных грунтов. Однако при этом сами модели уплотняются, утрачивая простоту и наглядность. Поэтому "применительно к реальным грунтам реологические модели могут служить скорее для иллюстрации тех или иных свойств, а не для создания расчетных схем, на основе которых можно было бы создавать соответствующую теорию".

10.3 Линейная теория наследственной ползучести

Для описания явлений ползучести Л. Больцман предложил использовать интегральное уравнение вида:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \int_0^t k(t-\tau)\sigma(\tau)d\tau, \quad (10.15)$$

где первое слагаемое дает мгновенную деформацию, второе – постепенно нарастающую, определяемую некоторой функцией $k(t-\tau)$. Она называется ядром ползучести уравнения (10.15).

Рассмотрим предпосылки и получение интегрального уравнения (10.15), выяснив смысл его ядра ползучести на примере продольной деформации при простом одноосном сжатии.

Пусть в момент времени τ к образцу грунта приложено нормальное напряжение $\sigma(\tau) = I$. Тогда деформацию сжатия в любой момент времени t можно записать в виде:

$$\delta(t, \tau) = \frac{I}{E(\tau)} + C(t, \tau), \quad (10.16)$$

где $E(\tau)$ – модуль мгновенной деформации для момента времени τ ; $C(t, \tau)$ – деформация ползучести при сжатии единичным напряжением к моменту времени t .

Функцию $C(t, \tau)$ называют мерой ползучести.

Если в момент времени τ действует постоянное напряжение $\sigma(\tau)$, то для общей деформации в момент t при линейной теории следует принять:

$$\varepsilon(t) = \sigma(\tau)\delta(t, \tau) = \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} + \sigma(\tau) \cdot C(t, \tau). \quad (10.17)$$

Если же приложенное напряжение растет, то для приращения времени $d\tau$ приращение напряжения составит: $(\partial\sigma(\tau)/\partial\tau)d\tau$ и деформация от него будет:

$$\delta(t, \tau) \frac{\partial\sigma(\tau)}{\partial\tau} d\tau.$$

При сложении деформаций от всех приращений напряжений с момента τ до момента t суммарная деформация к моменту t будет равна:

$$\int_{\tau}^t \delta(t, \tau) \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} d\tau. \quad (10.18)$$

Складывая ее с деформацией по (10.17), получим:

$$\varepsilon(t) = \sigma(t) \delta(t, t) + \int_{\tau}^t \delta(t, \tau) \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} d\tau. \quad (10.19)$$

Интегрируя (10.19) по частям, принимая $u = \delta(t, \tau)$; $dU = \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} d\tau$ и учитывая, что $C(t, t) = 0$ и соответственно $\delta(t, t) = 1/E(t)$, окончательно будем иметь:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{\tau}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t, \tau) d\tau. \quad (10.20)$$

Сравнивая уравнения (10.20, 10.15), видим, что они совпадают при $\tau = 0$ и $k(t - \tau) = -\frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t, \tau)$. С учетом определения $\delta(t, \tau)$ по (10.16) очевидно, что ядро ползучести с точностью до постоянной представляет скорость изменения деформации от постоянного единичного напряжения.

Ядро ползучести определяется экспериментально и аппроксимируется различными формулами. Наибольшее применение получило экспоненциальное ядро:

$$\bar{k}(t - \tau) = \delta \exp[-\delta_I(t - \tau)], \quad (10.21)$$

где δ, δ_I - параметры.

Уравнение (10.15) при этом записывается в виде:

$$\varepsilon(t) = \frac{I}{E} \left[\sigma(t) + \int_0^t \bar{k}(t - \tau) \sigma(\tau) d\tau \right]. \quad (10.22)$$

Деформация грунта с ядром (10.21) при постоянном напряжении $\sigma(t) = \sigma(\tau) = \sigma_o$ равна:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_o}{E} \left[1 + \int \delta \exp[-\delta_I(t - \tau)] d\tau \right].$$

Заменяя переменную $t - \tau = \theta$; $d\tau = -d\theta$ и интегрируя, получаем:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_o}{E} \left[1 + \frac{\delta}{\delta_I} \left(1 - e^{-\delta_I t} \right) \right]. \quad (10.23)$$

В начальный момент мгновенная осадка $\varepsilon_o = \sigma_o / E_o$, а для стабилизированной осадки при $t \rightarrow \infty$ получаем:

$$\varepsilon_\infty = \sigma_o (1 + \delta / \delta_I) / E_\infty,$$

где E_o и E_∞ – соответственно мгновенный и длительный модули деформации.

Уравнения, аналогичные (10.15), можно записать для всех компонент тензора деформации. В них войдут коэффициенты Пуассона:

$\nu_I(\tau)$ – для мгновенной части поперечной деформации;

$\nu_2(t, \tau)$ – для деформации ползучести.

Изменяющаяся величина $\nu_2(t, \tau)$ зависит как от свойств грунта в момент времени τ , так и от продолжительности действия нагрузки, т.е. промежутка $(t - \tau)$, в течение которого нарастают деформации.

Для деформации сдвига (10.16) принимаем в виде:

$$\delta(t, \tau) = \frac{I}{G(\tau)} + \omega(t, \tau), \quad (10.24)$$

где $G(\tau)$ – модуль сдвига в момент τ ; $\omega(t, \tau)$ – мера ползучести при сдвиге.

Модуль сдвига, как и модуль продольной деформации, изменяется во времени. Они связаны зависимостью:

$$G(t) = \frac{E(t)}{2[1 + \nu_I(t)]}. \quad (10.25)$$

В теории ползучести доказано, что при постоянстве коэффициента поперечной деформации: $\nu_I(\tau) = \nu_2(t, \tau) = \nu$, напряженное состояние грунта, как ползучей среды, совпадает с решениями теории упругости при одинаковых граничных условиях. Если же напряжения известны и экспериментально установлено ядро ползучести, то на основе уравнений вида (10.22) можно найти деформации для любого момента времени, а по ним как горизонтальные, так и вертикальные перемещения (осадки) основания. Например, если в ряде точек по глубине основания найдены для заданного момента времени вертикальные деформации $\varepsilon_z(t, z_i)$, то осадка определится интегрированием по всей глубине активной зоны основания или, приближенно, суммированием:

$$s(t) = \int_0^{H_a} \varepsilon_z(t, z) dz \approx \sum_{i=1}^n \varepsilon_z(t, z_i) \Delta z_i. \quad (10.26)$$

Глубина активной зоны устанавливается по обычным правилам.

10.4 Учет деформаций ползучести при сдвиге

Учет сдвиговых деформаций ползучести особенно важен для сооружений, воспринимающих значительные горизонтальные нагрузки от веса грунта и воды. Возникающие в основании таких "подпорных" сооружений касательные напряжения с течением времени могут привести к развитию и накоплению деформаций ползучести. Известны длительные смещения подпорных стен, набережных со скоростью до 1 см/год, так что за несколько десятков лет смещения достигали 50...80 см. Аналогично могут развиваться деформации грунтов откосов и склонов.

Раньше была показана возможность расчета деформаций и смещений на базе наследственной теории ползучести в соответствии с (10.26). Известны и другие подходы для решения задач длительной устойчивости и деформаций подпорных сооружений и склонов, имеющие инженерный характер и включающие различные допущения без их строгого обоснования. Наиболее широкая из таких концепций была разработана Н. Н. Масловым для глинистых грунтов и названа им физико-технической теорией ползучести. Она получила широкое применение на практике.

Теория Н. Н. Маслова базируется на модели Бингама – Шведова (смотреть рисунок 10.8, 10.9) с интерпретацией пластической постоянной как порога ползучести, связанного с сопротивлением грунта сдвигу. Последнее представляется в трехчленной форме:

$$\tau_{pw} = p \operatorname{tg} \varphi_w + c_w + c_c, \quad (10.27)$$

где φ_w – угол внутреннего трения при неконсолидированном и недренированном состоянии и естественной влажности w ; c_w – сцепление связности, имеющее водно-коллоидную природу и обратимый характер; c_c – жесткое структурное сцепление необратимого (хрупкого) тела.

По соотношению и значимости составных частей в (10.27) выделяются три типа грунтов, в разной мере подверженных деформациям ползучести:

1. Жесткие прочные грунты с преобладающим влиянием кристаллизационных связей и структурного сцепления. Такие грунты можно считать мало подверженными деформациям ползучести.

2. Пластичные грунты, у которых трение практически не проявляется, структурное сцепление отсутствует ($c_c \approx 0$) и прочность определяется только сцеплением связности. Эти грунты в наибольшей мере подвержены ползучести, причем в связи с возможностью уменьшения сцепления

связности при изменении состояния грунта порог ползучести для них принимается равным нулю, так что любое касательное напряжение приводит к развитию деформаций – как для идеально вязкой жидкости.

3. Скрытопластичные грунты – общий случай, когда имеют значение все слагаемые в (10.27). Для таких грунтов условием развития ползучести будет превышение напряжением порога ползучести, принимаемого по (10.27) без сцепления связности по указанной выше причине:

$$\tau > \tau_o = ptg\varphi_w + c_c. \quad (10.28)$$

Основное уравнение для скоростей деформаций сдвига можно получить исходя из предположения о движении грунта под действием касательных напряжений в некотором слое Δz под подошвой подпорного сооружения (рис. 10.10).

Рассмотрим смещение двух точек на границах слоя Δz . За время Δt точки 1 и 2 сдвинутся соответственно на Δx_1 и Δx_2 , так что сдвиг будет равен:

$$\Delta\gamma = \frac{\Delta x_1 - \Delta x_2}{\Delta z}.$$

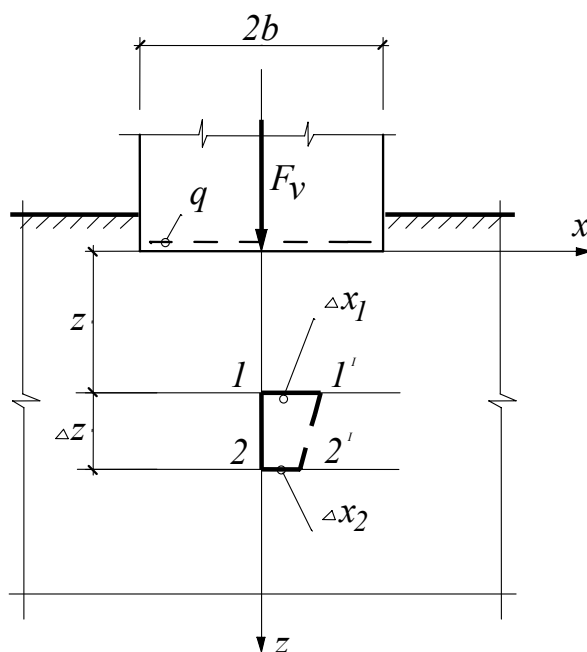


Рисунок 10.10 – Схема определения смещений подпорного сооружения

Поделив на Δt , получаем:

$$\frac{\Delta\gamma}{\Delta t} = \frac{\Delta x_1 / \Delta t - \Delta x_2 / \Delta t}{\Delta z} = \frac{v_1 - v_2}{\Delta z}.$$

Переходя к пределу при $\Delta z \rightarrow 0$ и $\Delta t \rightarrow 0$, получаем равенство производных:

$$\frac{\partial \gamma}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial z} . \quad (10.29)$$

Поэтому в уравнении (10.14) модели Бингама – Шведова можно записать:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_0}{\eta} = \frac{dv}{dz} . \quad (10.30)$$

Уравнение (10.30) записываем в дифференциалах и используем для прогноза скоростей деформаций сдвига и смещений за определенное время:

$$dv = \frac{\tau - \tau_0}{\eta} \cdot dz . \quad (10.31)$$

Найдем скорость горизонтального смещения подпорного сооружения при вертикальной нагрузке F_v , ширине подошвы $2b$ от распределенной горизонтальной нагрузки q в условиях плоской задачи (рис. 10.10). Распределение нормальных и касательных напряжений в основании от действующих по подошве нагрузок принимаем по теории линейно-деформируемой среды. Для касательных напряжений по оси симметрии ($x = 0$) получаем:

$$\tau_{zx} = \frac{2q}{\pi} \left(\arctg \frac{b}{z} - \frac{bz}{z^2 + b^2} \right) . \quad (10.32)$$

По определению порога ползучести по (10.28) следует учесть изменение нормального напряжения p по глубине основания, так что $\tau_{oz} = f(z)$:

$$\tau_{oz} = (\sigma_z + \gamma z) \operatorname{tg} \varphi_w + c_c , \quad (10.33)$$

где σ_z - среднее для рассматриваемого слоя грунта вертикальное сжимающее напряжение.

Для деформации ползучести при сдвиге также используется понятие активной зоны, где такие деформации имеют место. Нижнюю границу активной зоны определяем из условия:

$$\tau_{zx} = \tau_{oz} .$$

Подставляя (10.32, 10.33) в уравнение (10.31), интегрируем от 0 до H_a , учитывая, что на нижней границе активной зоны деформации отсутствуют, т.е. при $z = H_a$ $v = 0$. Тогда для подошвы сооружения, т.е. при $z = 0$ получаем следующее выражение для скорости смещения:

$$v = \frac{H_a}{\eta} \left\{ \frac{2q}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{b}{H_a} - \left[\left(\sigma_z + \frac{\gamma H_a}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi_w + c_c \right] \right\}. \quad (10.34)$$

В практических расчетах учитывается также изменение со временем коэффициента вязкости в соответствии со следующим соотношением:

$$\eta_t = \eta_k - (\eta_k - \eta_o) e^{-\mu t}, \quad (10.35)$$

где η_o и η_k – начальный и конечный коэффициенты вязкости; μ – параметр зависимости (сек^{-1}).

Рассмотренная теория имеет достоинства простоты исходных положений и увязанности их с сопротивлением грунтов сдвигу при учете его физической природы. Она может применяться для расчета смещений подпорных сооружений, откосов и склонов на основе методов плоских или круглоцилиндрических поверхностей. При этом вдоль опасных поверхностей выявляется зона, в которой касательные напряжения превышают порог ползучести, и по (10.31) определяются скорости смещений. Вариант этой теории разработан для прогноза длительных осадок сооружений на маловлажных глинистых грунтах, в частности, лессах и лессовидных грунтах.

В связи с важностью в расчетах по данной теории порога ползучести и коэффициента вязкости грунта они должны определяться экспериментально по методикам, описанным в технической и нормативной литературе. Предварительные ориентировочные расчеты по рассмотренной теории можно выполнить с использованием справочных данных.

10.5 Расчет осадок с учетом ползучести

Рассмотрим наиболее простой случай неводонасыщенных грунтов, которые могут считаться условно-однородной квазиоднофазной системой. В этом случае для одномерной задачи осадки рассчитывают по приведенным ранее соотношениям с использованием экспериментально определенных параметров ползучести.

Пусть определяется осадка слоя грунта мощностью H при давлении σ_o на момент времени t . По формуле (10.5) осадка за счет ползучести равна:

$$s_{\Pi_t} = H b_{\Pi} \ln(t/t_o). \quad (10.36)$$

Для получения общей осадки к значению s_{Π_t} по (10.36) следует прибавить осадку, рассчитанную обычным способом по "стандартному" модулю деформации или коэффициенту сжимаемости.

По теории наследственной ползучести общую осадку в момент времени t определяем на основе (10.23):

$$s(t) = \frac{\sigma_o H}{E} \left[1 + \frac{\delta}{\delta_l} \left(1 - e^{-\delta_l t} \right) \right]. \quad (10.37)$$

В рамках рассмотренной выше физико-технической теории ползучести устанавливать нарастание длительной осадки рекомендуется на основе уравнения:

$$\dot{\varepsilon}_{\sigma,t} = \frac{\sigma}{\eta_t}, \quad (10.38)$$

где $\varepsilon_{\sigma,t}$ - относительная деформация компрессионного сжатия при уплотняющем давлении σ (модуль осадки по Н. Н. Маслову); η_t - коэффициент вязкости как функция времени, определяемая по (10.35).

Если принять η_t по (10.35), проинтегрировать (10.38) от 0 до t , то осадка слоя грунта мощностью H в условиях одномерного сжатия равна:

$$s_t = \sigma \cdot H \left[\frac{t}{\eta_k} + \frac{1}{\mu \eta_k} \ln \frac{\eta_k - (\eta_k - \eta_o) e^{-\mu t}}{\eta_o} \right]. \quad (10.39)$$

Формула (10.39) использована для расчета длительных осадок оснований, сложенных лессовым грунтом.

Приведенные соотношения можно использовать для приближенной оценки длительных осадок на заданное время в условиях плоской или пространственной задачи. В качестве основы следует принять схему послойного суммирования с условным ограничением сжимаемой толщи. Для каждого расчетного слоя при соответствующем давлении σ_{zi} определяем параметр ползучести по (10.6) и рассчитываем осадку ползучести на момент времени t :

$$s_{iп} = 0,8 h_i b_{пi} \ln(t/t_e), \quad (10.40)$$

где h_i - толщина расчетного слоя; t_e - срок (длительность) строительства.

Если считать, что осадка s_e , рассчитанная обычным способом по "стандартному" модулю деформации или коэффициенту сжимаемости, соответствует окончанию периода строительства, то общая осадка равна:

$$s_t = s_e + \sum_I^n s_{iп}. \quad (10.41)$$

Перейдем к водонасыщенным грунтам. Для них использование приведенных соотношений (исключая 10.39) возможно только при условии

полного завершения процесса фильтрационной консолидации. Для условий одномерного сжатия слоя грунта мощностью H сплошной нагрузкой p общая осадка для момента времени $t > t_v$ приближенно равна:

$$s_t = s_v + s_{i\Pi} = Ha_{ov}p + Hb_{\Pi} \ln(t/t_v), \quad (10.42)$$

где s_v – стабилизированная осадка фильтрационной консолидации; $s_{i\Pi}$ – осадка ползучести; a_{ov} – коэффициент относительной сжимаемости; t_v – время окончания фильтрационной консолидации.

Более общие и строгие методы расчета длительных осадок водонасыщенных грунтов предполагают учет ползучести скелета грунта, сжимаемости поровой воды, степени уплотненности и структурности грунтов. Соответствующие решения и условия их применения приведены Н. А. Цытовичем.

ОСНОВЫ НЕЛИНЕЙНОЙ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

11.1 Линейная и нелинейная механика грунтов. Виды нелинейности

Рассмотренные ранее закономерности и основанные на них методы решения задач механики грунтов представляют собой классическую механику грунтов, сформировавшуюся в XX в.. В ее основу положена теория предельного напряженного состояния, базирующаяся на линейном условии прочности Кулона – Мора, и теория линейно-деформируемой среды, исходящая из пропорциональности напряжений и деформаций, т.е. закона Гука.

Разработанные на базе указанных теорий методы позволили решать широкий круг задач, относящихся не только к предельному состоянию по несущей способности, лежащему вне пределов допустимой работы оснований, но и к предельному состоянию по деформациям. Однако постепенно все больше выявлялась недостаточность этих теорий. Основные причины такого положения следующие:

1. Обоснование возможности применения теории линейно-деформируемой среды к расчетам оснований связано с рядом условий, основное из которых – ограничение действующих на основание нагрузок ($p \leq R$). Если эта ограничивающая величина (расчетное сопротивление основания) оказывалась значительно меньше предельной нагрузки, устанавливаемой по теории предельного равновесия, то весь интервал работы основания в пределах $R < p < p_{пред}$ выпадал из рассмотрения методами двух названных.
2. Деформации и перемещения, рассчитанные методами теории линейно-деформируемой среды, во многих случаях не совпадали с действительными. Недостаточная точность методов расчета особенно проявлялась при проектировании ответственных сооружений с жесткими ограничениями на осадки и их неравномерность.
3. Экспериментальные исследования грунтов все в большей мере показывали, что линейные зависимости деформаций от напряжений, сопротивления сдвигу от давления и другие являются только аппроксимацией нелинейных по своей сути закономерностей. Это относится и к лабораторным испытаниям образцов малых размеров, и к крупномасштабным опытам в лотках, полевых условиях, и к натурным испытаниям.

Как и в любой научной области, первоначально возникающие трудности преодолевали введением эмпирических поправок,

экстраполяциями опытных данных, различными инженерными приемами в рамках разработанных теорий. Это можно проследить на методах расчета осадок по теории линейной деформируемой среды. В них часто используются обоснованные опытом положения и приемы, иногда противоречащие исходным предпосылкам теории. Например, при расчете осадки слоистого основания распределение напряжений принимается как для однородного грунта и в то же время учитывается различие деформативных характеристик отдельных слоев или даже однородного слоя значительной мощности, если используются результаты компрессионных испытаний.

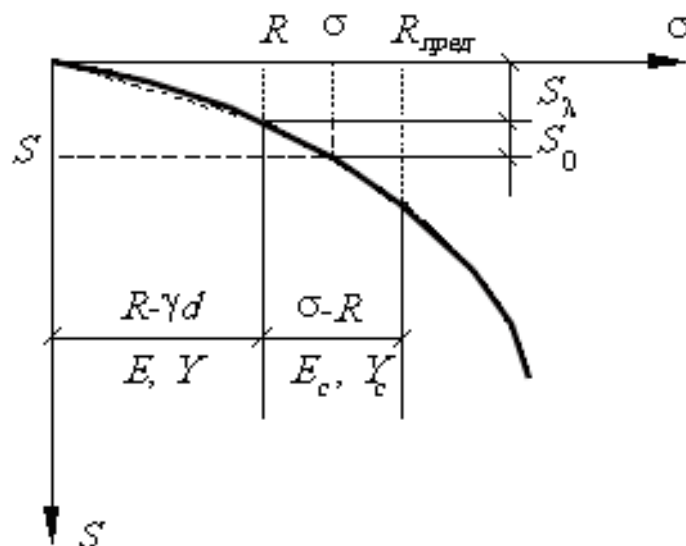


Рисунок 11.1 – К аппроксимации графика $s = f(\sigma)$ ломаной кривой

Интервал $(R, R_{пред})$ особенно велик для глубоко заложенных фундаментов. Для них было предложено аппроксимировать зависимость $s = f(\sigma)$ двумя линейными участками (рис. 11.1), рассчитывая общую осадку суммированием по формуле Шлейхера:

$$s = \frac{\omega \sigma b}{E} (1 - \nu^2), \quad (11.1)$$

используя на каждом участке соответствующие деформативные характеристики и давления:

$$s = \omega(R - \gamma d)b/E^* + \omega(\sigma - R)b/E^*.$$

Здесь $E^* = E/(1 - \nu^2)$ и $E_c^* = E_c/(1 - \nu_c^2)$ – коэффициенты линейно-деформируемого полупространства для грунта в стадиях уплотнения и сдвига соответственно.

На основе формулы (11.1) предложено также учитывать нелинейность деформирования и ползучесть грунта, рассматривая модуль деформации как функцию нагрузки и времени.

В. Г. Березанцевым был предложен метод определения осадки в стадии сдвигов с учетом влияния зон предельного равновесия. Общая осадка представлялась в виде суммы:

$$S = S_{\text{л}} + S_{\sigma}, \quad (11.2)$$

где составляющая s_{σ} рассматривалось как нелинейное дополнение к $s_{\text{л}}$, определяемой по теории линейно-деформируемой среды.

Приближенный прием для определения осадки за пределом линейной зависимости $\varepsilon = f(\sigma)$ предложен М. В. Малышевым:

$$s_p = s_R \left[1 + \frac{(p_u - R)(p - R)}{(R - \sigma_{zg_o})(p_u - p)} \right], \quad (11.3)$$

где s_R – осадка основания при $p = R$; $p_u = N_u/b'l'$ – предельное сопротивление основания; σ_{zg_o} – напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента.

Формула (11.3) представляет собой экстраполяцию осадки при $p > R$ с учетом того, что при $p = p_u$ осадка неограниченно растет, т.е. $s_p = \infty$. Применение формулы целесообразно, если осадка при $p = R$ оказывается значительно меньше предельно допустимой ($s_R \ll s_u$). Можно привести и другие приемы учета нелинейных эффектов в грунтах. Некоторые из них получили довольно широкое применение.

Однако охарактеризованное направление не решило проблем механики грунтов по совершенствованию и повышению точности ее методов. Это связано с невозможностью описать и учесть сложные свойства и поведение грунтов, оставаясь в рамках линейных теорий. Поэтому в механике грунтов происходит переход к построению общих теорий и разработке на их основе методов расчета, учитывающих нелинейность закономерностей, характеризующих поведение грунта. Это – второе и основное направление развития механики грунтов, в котором используются методы, разработанные в теориях нелинейной упругости, пластичности, в строительной механике.

При расчете конструкций различают физическую, геометрическую и конструктивную нелинейности.

Физическая нелинейность обусловлена нелинейным характером зависимости деформаций и напряжений. Геометрическая имеет место, когда перемещения конструкции вызывают значительное изменение ее геометрии – формы и размеров. В механике грунтов учет геометрической нелинейности приводит к необходимости рассматривать так называемые конечные деформации, которые, в отличие от малых, нелинейно зависят от перемещений.

Конструктивная нелинейность возникает вследствие изменений расчетной схемы при монтаже конструкции и ее работе. Примером может

служить изменению расчетной схемы шпунтового крепления котлована при разработке грунта, установке дополнительных распорок, бетонировании тампонажной подушки.

В общем для грунтов оснований в их взаимодействии с фундаментными и другими конструкциями присущи все перечисленные виды нелинейности. Но главной для формирования напряженно-деформированного состояния грунта следует считать физическую нелинейность. Ее учету посвящено наибольшее число работ в данной области механики грунтов.

11.2 Особенности нелинейного деформирования грунтов

Ранее было показано, что модель грунта как линейно деформируемой среды основана на линеаризации реальной нелинейной зависимости деформации от напряжения в ограниченном его интервале ($p \leq R$). Деформативные характеристики грунта в этом интервале принимаются постоянными. Они относятся к общим деформациям, без разделения их на обратимые (упругие) и необратимые (остаточные или пластичные). Не учитываются характеристиками E, ν раздельно объемные и сдвиговые деформации, имеющие различное значение в работе грунта под нагрузкой с доведением его до предельного состояния. Поэтому разработаны схемы испытаний, позволяющие разделять эти виды деформации при различных вариантах нагружения. Последовательность изменения нагрузки с ее описанием в тех или иных координатах называется траекторией нагружения. Объемные деформации устанавливаются при гидростатическом, а сдвиговые – при девиаторном нагружении.

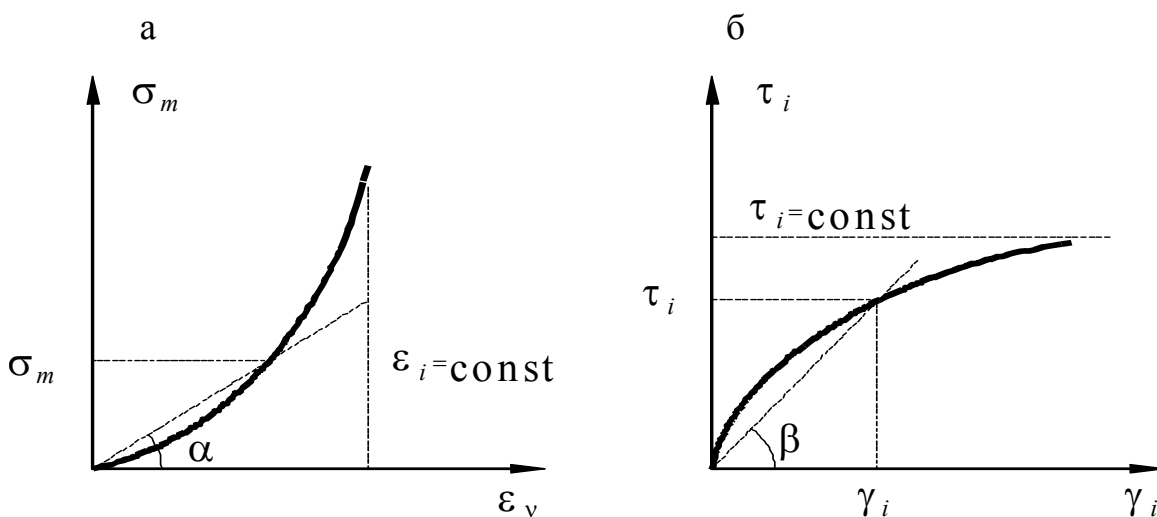


Рисунок 11.2 – Зависимости между деформациями и напряжениями:
а – объемная деформация; б – деформация сдвига

В первом случае определяется зависимость между средним нормальным напряжением и объемной деформацией:

$$\varepsilon_v = f(\sigma_m), \quad (11.4)$$

где $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$ - объемная деформация; $\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ - среднее гидростатическое напряжение.

При девиаторном нагружении устанавливается зависимость:

$$\gamma_i = f(\tau_i), \quad (11.5)$$

где γ_i - интенсивность деформаций сдвига, определяемая через главные деформации выражением:

$$\gamma_i = \sqrt{\frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}}, \quad (11.6)$$

а τ_i - интенсивность касательных напряжений. Через главные напряжения τ_i определяется по формуле:

$$\tau_i = \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}. \quad (11.7)$$

Характер зависимостей (11.4, 11.5) показан на рисунке 11.2. Из него видно, что с увеличением σ_m объемная деформация возрастает, но стремится к некоторой постоянной величине. Напротив, увеличение интенсивности касательных напряжений приводит к неограниченному росту интенсивности деформаций сдвига, т.е. к разрушению грунта.

Таким образом, разрушение грунта связано с развитием деформаций сдвига.

В общем, это согласуется с рассмотренным ранее представлением о стадийности работы оснований при росте областей сдвига, хотя здесь разделение деформаций на объемные и сдвиговые имеет более четкий смысл, чем ранее на деформации уплотнения и сдвига. Но как и ранее, здесь учитываются общие деформации, равные сумме упругих и пластических (отмечаемых соответственно индексами "е" и р"), т.е.:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{ve} + \varepsilon_{vp}, \quad (11.8)$$

$$\gamma_i = \gamma_{ie} + \gamma_{ip}. \quad (11.9)$$

В механике деформируемого твердого тела обычно считают: $\varepsilon_v = \varepsilon_{ve}$ — при всестороннем сжатии имеют место только упругие деформации. Считается также, что объемные деформации вызываются шаровым тензором напряжений, а сдвиговые, т.е. формоизменение — девиатором напряжений; взаимодействие между объемными деформациями и формоизменением

считается отсутствующим.

Из-за дискретности грунта его деформирование имеет более сложный характер. Так, при девиаторном нагружении плотного песчаного грунта к моменту разрушения происходит некоторое увеличение его объема (дилатансия). Наоборот, при сдвиге образца песка рыхлого сложения отмечается его дополнительное уплотнение с уменьшением объема – отрицательная дилатансия или контракция.

При гидростатическом обжатии грунта большим давлением в межчастичных контактах могут возникнуть концентрации напряжений, приводящие к разрушению. Однако обычно создаваемые в опытах не чрезмерно большие всесторонние давления уплотняют и упрочняют грунт.

Сказанное выше иллюстрируется на рисунке 11.3. Кривая зависимости $\varepsilon_v = f(\tau_i)$ имеет максимум в точке a и дилатансия проявляется участком ab , на котором объемная деформация уменьшается, так что и плотность сложения также уменьшается при росте τ_i (рис. 11.3, a). Влияние среднего напряжения на зависимость $\gamma_i = f(\tau_i)$ показано на рисунке 11.3, b : если $\sigma_{m2} > \sigma_{m1}$, то одинаковое значение τ_i приводит к большей величине $\gamma_{i1} > \gamma_{i2}$. Значит, гидростатическое обжатие до некоторых пределов упрочняет грунт.

Приведенные закономерности деформирования грунтов объясняют важное значение траектории нагружения при испытаниях грунтов. Только с ее учетом возможна объективная интерпретация испытаний, соответственно сопоставимость результатов обеспечивается лишь при одинаковых или близких траекториях нагружения.

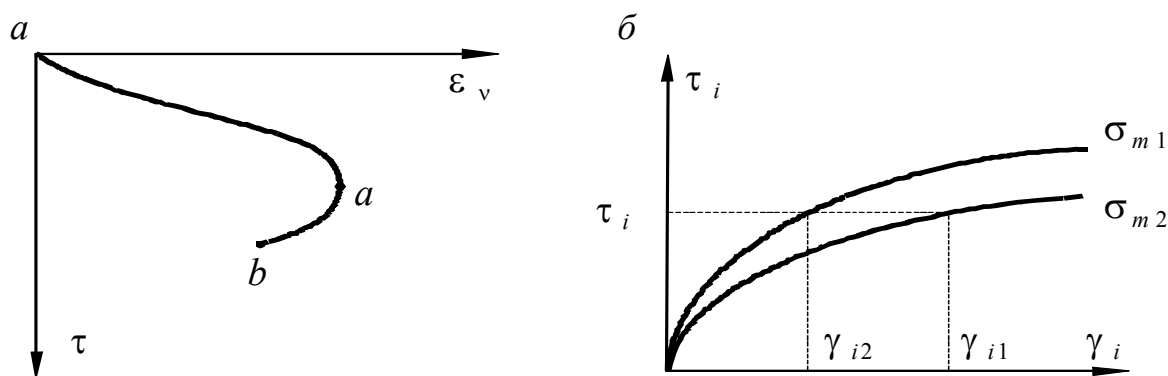


Рисунок 11.3 – Зависимость $\varepsilon_v = f(\tau_i)$ (a) и влияние среднего напряжения на зависимость $\gamma_i = f(\tau_i)$ (b)

В качестве примера на рисунке 11.4 показаны траектории нагружения в координатах " $\sigma_I - \sigma_3$ " и " $T_{пл} - \sigma_{мпл}$ " для четырех различных методик испытания в стабилометрах, применяемых при определении деформативных и прочностных характеристик грунтов:

1. Увеличение вертикального напряжения σ_1 при невозможности бокового расширения с фиксацией распора σ_3 (компрессия).

2. Двухэтапное испытание с всесторонним обжатием на первом этапе и раздавливанием на втором путем увеличения σ_1 при постоянном боковом давлении $\sigma_3 = const$.

3. То же с раздавливанием при постоянном среднем напряжении в образце:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = const.$$

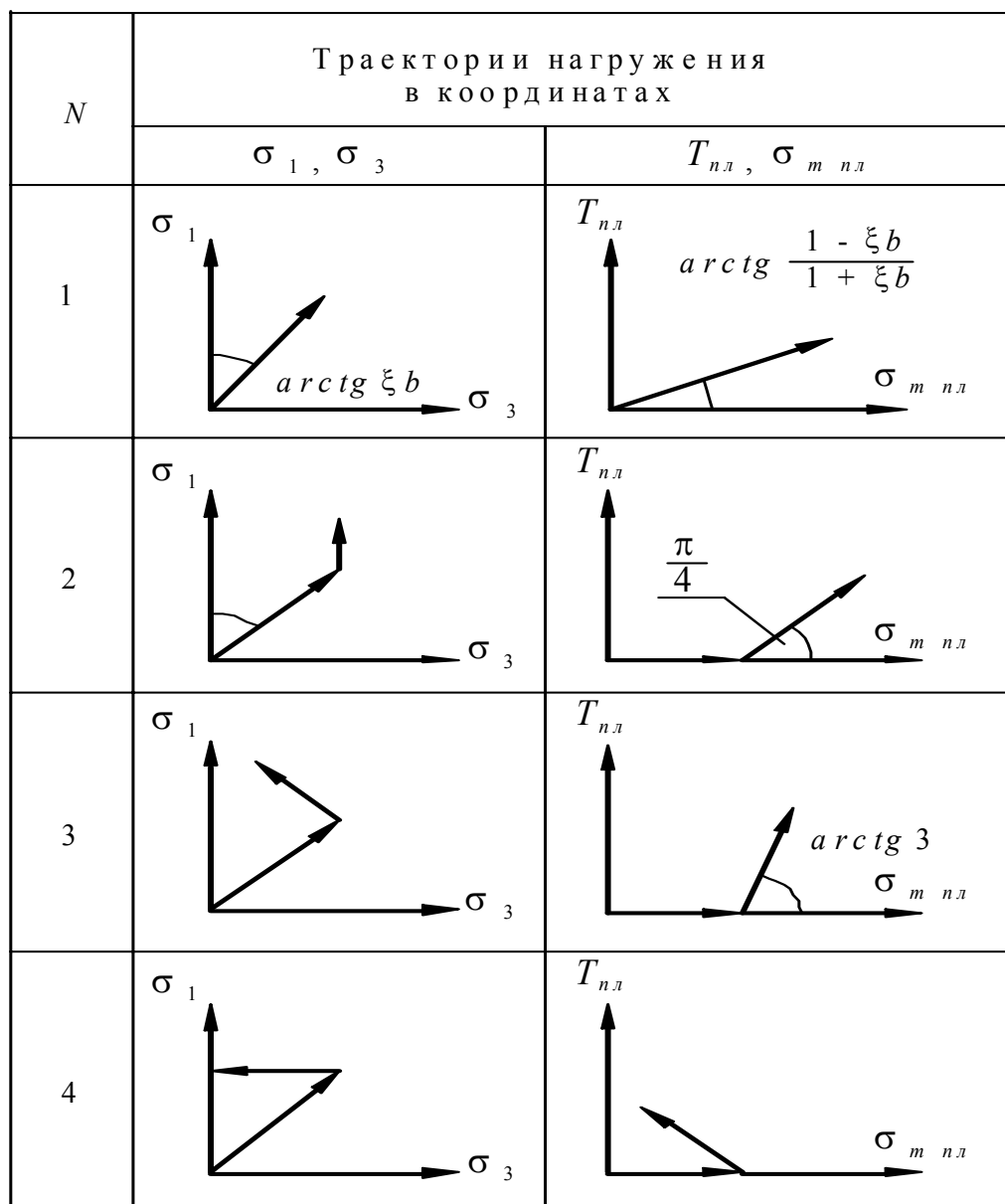


Рисунок 11.4 – Траектории нагружения в различных методиках стабилметрических испытаний

4. То же с раздавливанием за счет снижения бокового давления при постоянном вертикальном.

Значения $T_{пл} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ и $\sigma_{мпл} = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ представляют собой инварианты напряжений при плоской деформации, которые можно здесь использовать в силу осевой симметрии, когда $\sigma_2 = \sigma_3$ и $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$.

В общем случае траекторию нагружения показывают в координатах " $\sigma_m - \tau$ " (рис. 11.5).

На приведенные зависимости (рис. 11.2, 11.3) влияет также вид напряженного и деформированного состояния, оцениваемый параметром Лоде, определяемым по соотношению (11.9, 11.10) для напряжений и аналогичным для деформаций:

$$\mu_\sigma = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}. \quad (11.10)$$

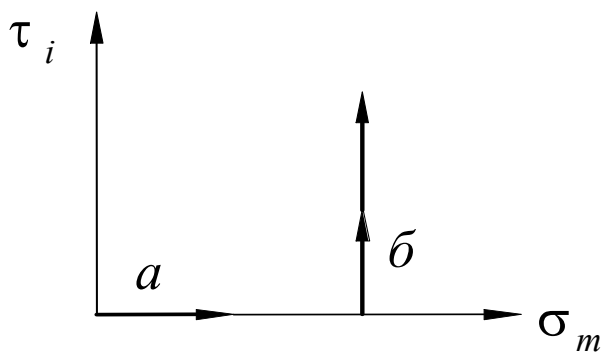


Рисунок 11.5— Траектория нагружения:
а – гидростатического;
б – девиаторного

Для всех показанных на рисунке 11.4 методик испытаний на стабилометре с раздавливанием образцов всегда $\sigma_2 = \sigma_3$ и соответственно $\mu_\sigma = -1$, если же $\sigma_2 = \sigma_1$, $\mu_\sigma = 1$, при плоской деформации $\mu_\sigma = 0$. Поскольку при всевозможных соотношениях главных напряжений и деформаций параметры μ_σ и μ_ε изменяются в интервале $[-1; +1]$,

их удобно использовать для характеристики и классификации различных видов напряженных и деформированных состояний.

Разгрузка грунта, т.е. уменьшение σ_m и τ_i обнаруживает наличие упругих и пластических деформаций, причем с увеличением τ_i доля пластической в общей деформации сдвига γ_i возрастает. При некотором предельном для данного грунта значении τ_i возникает состояние неограниченного пластического деформирования, называемого течением грунта. Таким образом, указанную ранее стадийность работы грунта в основании фундамента, справедливую также для отдельного образца грунта, можно уточнить так: по мере роста нагрузки грунт переходит из линейно-упругого в нелинейно-деформируемое пластическое состояние и далее в состояние текучести, т.е. предельное.

Результаты испытаний на стабилометрах удобно представить на общем графике, совместив зависимости, как это показано на рисунке 11.6. Такой график называют паспортом деформирования и прочности грунта для данного вида напряженно-деформированного состояния:

$$\tau_i = f(\sigma_m), \quad (11.11)$$

$$\varepsilon_v = f(\sigma_m), \quad (11.12)$$

$$\gamma_i = f(\tau_i, \sigma_m). \quad (11.13)$$

Линейная зависимость (11.11) на рисунке 11.6 соответствует октаэдрической теории прочности Мизеса – Боткина, поскольку среднее напряжение σ_m равно нормальному напряжению на октаэдрической площадке, равнонаклоненной к осям главных напряжений, а интенсивность τ_i пропорциональна октаэдрическому касательному напряжению, т.е.:

$$\sigma_{окт} = \sigma_m;$$

$$\tau_{окт} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}.$$

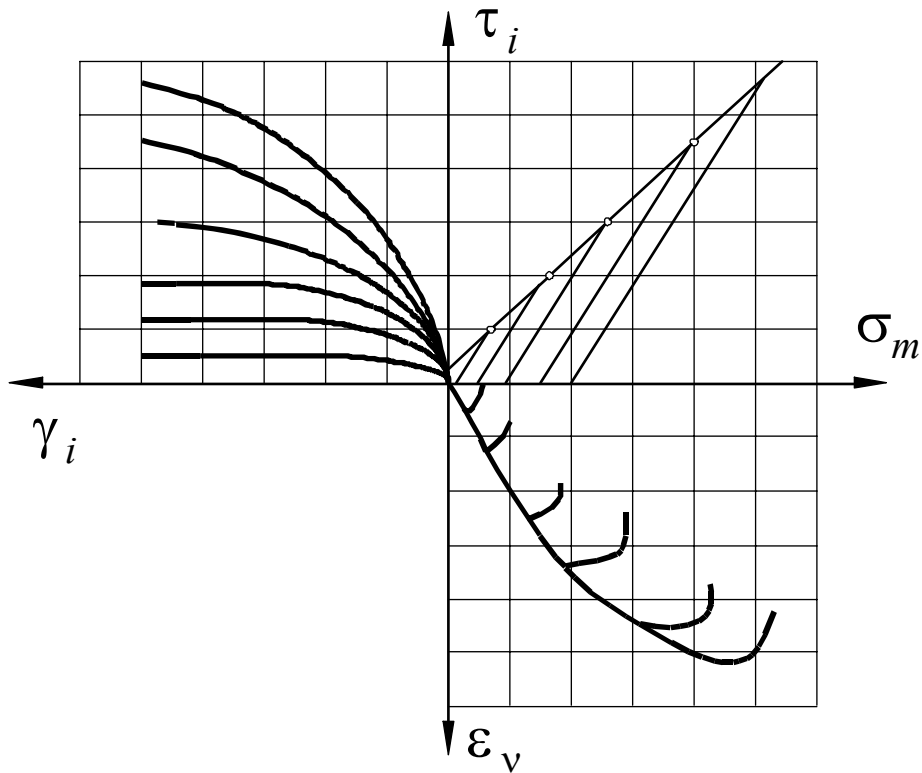


Рисунок 11.6 – Паспорт деформирования и прочности грунта

Выражение:

$$\tau_{окт} = \sigma_{окт} \operatorname{tg} \varphi_{окт} + c_{окт}, \quad (11.14)$$

представляет собой условие прочности, в отличие от условия Кулона – Мора, учитывающее все три главных напряжения. В некоторых случаях оно используется для песчаных и крупнообломочных грунтов наряду с условием Кулона – Мора.

На основе обобщения экспериментальных данных предложены различные формулы для нелинейной зависимости (11.13).

Например, для песчаных грунтов можно использовать формулу:

$$\frac{\tau_i}{\sigma_m} = \frac{A\gamma_i}{B + \gamma_i}. \quad (11.15)$$

Для глинистых грунтов предложена формула:

$$\frac{\tau_i}{\sigma_m + C} = D\gamma_i^n. \quad (11.16)$$

В формулах (11.15, 11.16) A, B, C, D, n – экспериментально-определяемые параметры закона деформирования.

11.3 Решение нелинейных задач механики грунтов на основе деформационной теории пластичности

Решаемые механикой грунтов задачи при всем своем многообразии всегда требуют изучения и количественного описания протекающих в грунтах механических процессов и соответственно определения напряженно-деформированного состояния в каждой точке массива грунта.

Общий метод теоретической механики грунтов, как и механики деформируемого твердого тела, состоит в постановке и решении краевых задач, т.е. в совместном решении статических, геометрических и физических уравнений при заданных начальных и граничных условиях.

Как уже отмечалось, физические уравнения – это уравнения состояния. В теории линейно-деформируемой среды они записываются в виде обобщенного закона Гука:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]; \quad \gamma_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy}, \quad (11.17)$$

аналогично и для других компонент нормальных $\varepsilon_y, \varepsilon_z$ и сдвиговых γ_{yz}, γ_{zx} деформаций.

В случае разгрузки уравнения состояния имеют этот же вид, но включают уже другие характеристики E_e, ν_e , иллюстрирующие только упругую, восстанавливающую часть деформаций, что свойственно процессу разгрузки грунта.

Уравнениям (11.17) можно придать другую форму, используя модуль сдвига G и модуль объемной деформации K :

$$\begin{aligned} G &= \tau_i / \gamma_i; \\ K &= \sigma_m / \varepsilon_v. \end{aligned} \quad (11.18)$$

При этом в уравнениях (11.17) можно разделить деформации формы и объема, записав уравнения в виде:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2G}(\sigma_x - \sigma_m) + \frac{1}{3K}\sigma_m; \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}. \quad (11.19)$$

В форме, разрешенной относительно напряжений, будем иметь:

$$\sigma_x = 2G\varepsilon_x + \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z); \quad \tau_{xy} = G\gamma_{xy}. \quad (11.20)$$

В предположении линейной деформируемости характеристики G и K постоянны и связаны с E , ν выражениями:

$$G = E/2(1 + \nu); \quad K = E/(1 - 2\nu). \quad (11.21)$$

Если обратиться к зависимостям, показанным на рисунке 11.2, то можно увидеть, что при значительном изменении напряженно-деформированного состояния спрямление криволинейных зависимостей может привести к ошибкам. Поэтому необходимо считать величины G и K переменными, т.е. функциями $K(\sigma_m)$ и $G(\tau_i)$.

Ограничившись учетом только этого вида физической нелинейности, рассмотрим задачу о напряженно-деформированном состоянии полуплоскости в координатах xOy . На поверхности по полосе шириной b приложена равномерно распределенная нагрузка. В линейной постановке для данной задачи имеется аналитическое решение. Здесь для выявления особенностей нелинейного решения рассмотрим подход с применением численного метода конечных разностей и уравнений в перемещениях Ламе. Такой подход был основным в начале развития нелинейной механики грунтов, при этом рассматривалось и развитие деформаций во времени.

В линейной теории упругости уравнения Ламе имеют вид:

$$\begin{aligned} (\lambda + 2G)\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + G\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + (\lambda + G)\frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} + X &= 0 \\ G\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + (\lambda + 2G)\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + (\lambda + G)\frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + Y &= 0 \end{aligned} \quad (11.22)$$

где u, v - горизонтальное и вертикальное перемещения; X, Y - объемные силы; λ - параметр Ламе.

Параметр λ связан с модулями сдвига и объемной деформации:

$$\lambda = \frac{I}{3} \left(\frac{I}{K} - 2G \right).$$

Уравнения (11.22) получаем следующим образом: в уравнения равновесия подставляем напряжения, выраженные через деформации, которые, в свою очередь, выражаются через перемещения. Например, подставляя в (11.20) деформации по формулам Коши, для условий плоской задачи получаем:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= 2G\varepsilon_x + \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_y) = 2G \frac{\partial u}{\partial x} + \lambda \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right); \\ \sigma_y &= 2G\varepsilon_y + \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_y) = 2G \frac{\partial v}{\partial y} + \lambda \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right); \\ \tau_{xy} &= G\gamma_{xy} = G \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right).\end{aligned}\tag{11.23}$$

Подставляя эти значения в уравнение равновесия:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X = 0$$

при постоянных значениях G и λ , получаем первое из уравнений (11.22), аналогично и для второго.

Если же параметры деформируемости G и λ сами зависят от напряжений, то при вычислении входящих в уравнения равновесия частных производных появляются производные также от G и λ .

Тогда первое из уравнений (11.22) примет вид:

$$\begin{aligned}(\lambda + 2G) \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + (\lambda + G) \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + G \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \left(2 \frac{\partial G}{\partial x} + \frac{\partial \lambda}{\partial x} \right) \frac{\partial u}{\partial x} + \\ + \frac{\partial G}{\partial y} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial \lambda}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial y} + X = 0.\end{aligned}\tag{11.24}$$

Рассмотрим особенности численного решения уравнений (11.22, 11.24) методом конечных разностей.

Предположим, что из грунтового массива-основания вырезана полоса $abcdek$ с высотой и шириной настолько большими, чтобы в этой полосе можно было ожидать полного затухания возмущений от приложенной нагрузки p , т.е. вызванных ею изменений напряженно-деформированного состояния основания. Размеры эти могут быть уточнены в ходе расчетов.

На границах выделенной области следует задать граничные условия.

При достаточных размерах области по бокам и снизу перемещения отсутствуют, т.е. на ab, ek, ak $u=0; v=0$. На верхней границе условия очевидны в напряжениях: на dc и de $\sigma_x=0; \tau=0; \sigma_y=q$; на cd - соответственно $\sigma_x=0; \tau=0; \sigma_y=p$. Для решения уравнений в перемещениях эти граничные условия следует также записать в перемещениях.

Выделенная область разбивается сеткой с шагом по соответствующим координатам $\Delta x, \Delta y$; пересечения линий сетки называются узлами (рис. 11.7). Частные производные функций u, v, G, λ заменяем приближенными конечно-разностными соотношениями. Например, для перемещения $u_{i,j}$:

$$\begin{aligned}\frac{\partial u}{\partial x} &\approx \frac{u_{i+1,j} - u_{i-1,j}}{2\Delta x}; \\ \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} &\approx \frac{u_{i+1,j} - 2u_{i,j} + u_{i-1,j}}{(\Delta x)^2}.\end{aligned}\quad (11.25)$$

Аналогично и для других производных.

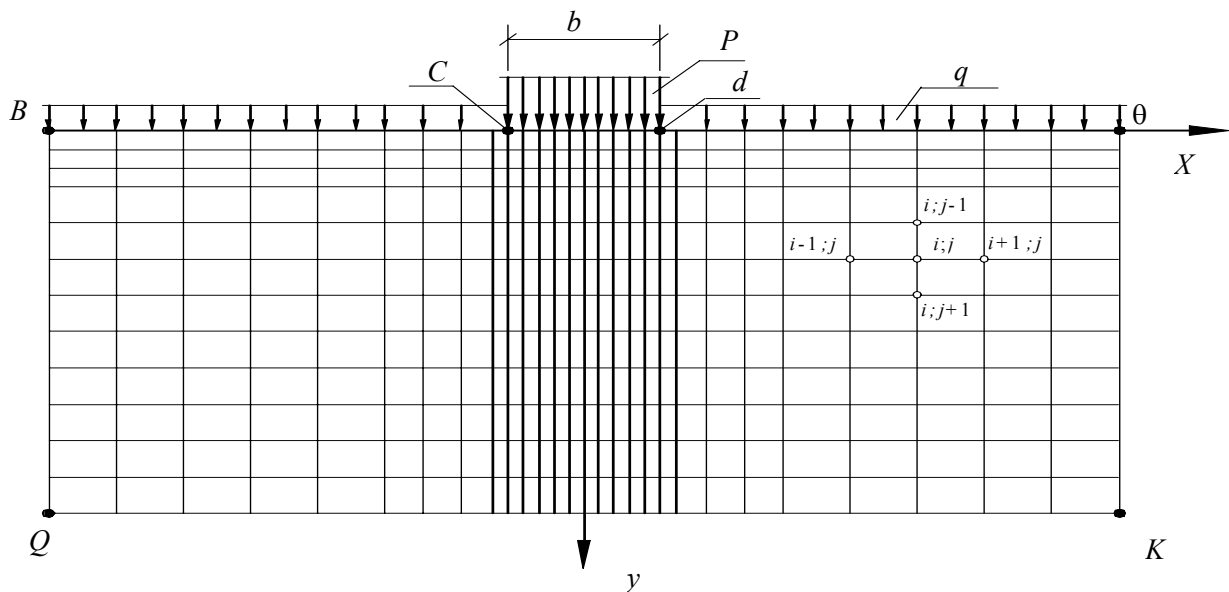


Рисунок 11.7 – Представление деформируемой области основания сеточным аналогом

В итоге дифференциальные уравнения (11.22, 11.24) заменяются системой линейных алгебраических уравнений. Граничные условия в виде фиксированных значений переменных или их производных делает систему определенной. Она решается методами линейной алгебры. Для каждого узла сетки определяются перемещения, а по ним деформации и напряжения.

Если задача решается в линейной постановке с использованием уравнений (11.22), то полученное решение будет и окончательным.

Точность решения будет связана с размерами области и шагом разбиения, т.е. густотой сетки и может быть повышена изменением последних.

При решении в нелинейной постановке с использованием уравнений (11.24) положение иное. Действительно, на основе зависимостей, показанных на рисунке 11.2, можно задаться некоторыми значениями $G = tg\beta$ и $K = tg\alpha$, рассчитав соответствующее значение λ . Но как выбрать интервалы σ_m и τ_i , влияющие на определение параметра? Для первоначального расчета этот выбор произволен. Можно определить эти начальные значения на основе "технических" деформативных характеристик E, ν , понимаемых как постоянные параметры, по формулам (11.21).

При определенных таким образом постоянных значениях G, λ система (11.24) дает решение такое же, как и (11.22). Оно должно рассматриваться как первое приближение нелинейного решения. Ко второму приближению можно перейти, получив для каждого узла сетки значения u, v , далее по ним деформации $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$ и по соотношениям (11.23) напряжения. Вычислив по ним значения $\varepsilon_i, \sigma_m, \gamma_i, \varepsilon_v$, можно для каждого узла найти новые значения G, λ и конечно-разностные выражения для их производных. После второго решения устанавливается новое напряженно-деформированное состояние и новые значения G, λ и т.д.

Охарактеризованная итерационная процедура известна в теории пластичности как метод упругих решений. Итерации заканчиваются, когда разность корректируемых параметров G, λ на предыдущем и последующем этапах расчета оказывается в пределах заданной точности.

Численный метод конечных разностей нашел широкое применение в механике грунтов еще с 40-х годов XX в. при решении задач теории предельного равновесия, затем теории фильтрационной консолидации, а с 70-х годов – при решении нелинейных задач механики

грунтов. Однако в дальнейшем в рассматриваемой области большее распространение получили решения на основе метода конечных элементов и вариационных принципов теорий упругости, пластичности и ползучести. Примеры решения задач этим методом можно найти в литературе.

Учет нелинейности в рамках деформационной теории пластичности основывается на использовании уравнений состояния в виде функциональных зависимостей, связывающих напряжения и деформации. Вторым вариантом теории пластичности, позволяющим при сложных нагружениях получить более точные решения, является теория пластического течения, в которой напряжения связываются с приращениями деформаций дифференциальными соотношениями. Для простых нагружений (когда все компоненты тензора напряжений возрастают пропорционально одному параметру) обе теории дают одинаковые результаты. Однако решения в этой теории оказываются более сложными; сложнее и экспериментальное определение уравнений состояния.

Поэтому теорию пластического течения применяют в особо сложных задачах взаимодействия сооружений с грунтом, например, в гидротехническом строительстве. Такое же положение с нелинейной теорией ползучести, обобщающей рассмотренную в предыдущей главе линейную теорию наследственной ползучести с учетом геометрической нелинейности.

11.4 Значение методов нелинейной механики грунтов

Методы нелинейной механики грунтов и получаемые с их помощью решения включают следующие компоненты, являющиеся одновременно условиями реализации этих методов:

1. Результаты тщательных экспериментальных исследований механических свойств грунтов с учетом таких особенностей их деформирования, как взаимовлияние деформаций объема и формы, дилатансии, траектории нагружения, вида напряженного состояния и других эффектов.
2. Методы и аппарат механики сплошной среды, прежде всего нелинейной теории упругости, теории пластичности и ползучести.
3. Численные методы с их реализацией с помощью специализированных программ.

Результаты, получаемые в нелинейных решениях, как правило, не отменяют установленные ранее закономерности взаимодействия конструкций и грунтов в качественном отношении.

Замкнутые аналитические решения в нелинейной механике удастся получить лишь для немногих частных задач.

В то же время методы нелинейной механики грунтов позволяют:

- решать задачи определения напряженно-деформированного состояния оснований и массивов грунтов любой сложности;
- повысить точность определения напряжений, деформаций, осадок фундаментов, контактных напряжений по их подошве, сблизив результаты расчета с данными опытов и натурных наблюдений;
- объяснить расхождение результатов, получаемых по линейной теории с экспериментальными данными по характеру изменения напряжений и деформаций по глубине и в плане;
- проводить численное моделирование, устанавливая степень влияния различных геотехнических факторов на необходимые проектные параметры.

Таким образом, применение методов нелинейной механики грунтов поднимает ее на более высокий уровень. Однако использование и этих мощных методов не отменяет того, что в процессе расчетов и проектирования инженер имеет дело с идеализированной действительностью – ее моделью или расчетной схемой. Реальные геологические условия и свойства грунтов в них не могут быть полностью учтены. Поэтому принятие проектных решений требует особого внимания к выбору модели и анализа влияния неучитываемых его факторов.

РАЗДЕЛ 3

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

ГЛАВА 12

ФУНДАМЕНТЫ, ВОЗВОДИМЫЕ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ

12.1 Основные положения по проектированию фундаментов

Важной составной частью проектирования фундаментов является расчет оснований. При этом, в практике проектирования фундаментов необходимо обязательно учитывать их совместную работу, рассматривая фундамент и основание как единую систему.

Расчету фундаментов предшествуют комплексные исследования грунтов оснований с целью определения расчетного сопротивления грунта, которое должно превышать давление, передаваемое на основание ($R \geq P_{cp}$), как обязательное условие по обеспечению нормальной работы его под нагрузкой, а деформации грунтов, слагающих основание, не должны превышать допустимых пределов.

Дисперсный грунт, используемый в качестве оснований для фундаментов зданий и сооружений, является сложной средой. Достаточно упомянуть о том, что для полноценной строительной оценки грунта основания в процессе его исследований необходимо получить до десяти и более показателей, в то время как при проектировании элементов зданий из конструкционных материалов количество этих показателей в несколько раз меньше.

Проектирование фундаментов проводится в соответствии с действующими строительными нормами, руководствуясь которыми, выполняют расчеты оснований по деформациям и несущей способности, в том числе при возведении строительных объектов в сложных инженерно-геологических условиях.

Проектирование сводится к определению глубины заложения фундаментов, их геометрических размеров, а также осадок в связи с деформацией грунтов под нагрузкой.

При действии значительных горизонтальных нагрузок на фундаменты производят также расчеты, связанные с обеспечением прочности и устойчивости оснований.

В грунтовых массивах со временем могут изменяться значения физических и механических характеристик грунтов, например, в случае

подъема уровня подземных вод. Эти процессы также необходимо учитывать при проектировании оснований и фундаментов.

Одним из главных этапов проектирования оснований является определение категории сложности инженерно-геологических условий на площадке строительства.

12.2 Классификация инженерно-геологических условий

В зависимости от геоморфологических, геологических и гидрогеологических факторов различают три категории сложности инженерно-геологических условий.

Площадка *первой (простой) категории* сложности располагается в пределах одного геоморфологического элемента; поверхность участка горизонтальная, не расчлененная; грунтовые пласты залегают горизонтально или слабонаклонно, толщина их выдержана по простиранию; подземные воды отсутствуют или имеется выдержанный горизонт с однородным химическим составом.

Строительная площадка *второй (средней) категории* сложности включает несколько геоморфологических элементов одного генезиса; поверхность наклонная, слаборасчлененная; в сфере взаимодействия зданий и сооружений с геологической средой располагается не более четырех различных по литологии слоев, залегающих наклонно или с выклиниванием, мощность слоев изменяется по простиранию закономерно; подземные воды имеют два или больше выдержанных горизонтов с неоднородным химическим составом или обладающих напором.

Площадки *третьей категории* характеризуются сложными инженерно-геологическими условиями: наличием нескольких геоморфологических элементов разного генезиса, поверхность сильнорасчлененная; в пределах сжимаемой толщи располагается более четырех различных по литологии слоев, мощность которых изменяется по простиранию, возможно линзовидное залегание слоев; горизонты подземных вод не выдержаны по простиранию и мощности, имеют неоднородный химический состав, местами возможно сложное чередование водоносных и водоупорных пород, напоры подземных вод изменяются по простиранию. Кроме того, к площадкам третьей категории сложности относят также строительные площадки в условиях залегания структурно-неустойчивых грунтов (просадочных, набухающих).

12.3 Инженерно-геологические элементы грунтовой толщи

В ходе инженерных изысканий грунтовую толщу принято делить на инженерно-геологические элементы, представляющие собой генетически однородные геологические разновидности (слои, прослой, линзы), для

которых основные показатели физико-механических свойств грунтов могут быть приняты усредненными как в плане, так и по глубине расположения.

Границы между инженерно-геологическими элементами предварительно устанавливают по внешним признакам (состав, цвет, текстурные особенности, уровень подземных вод) в процессе бурения. Затем на основании анализа показателей физических свойств уточняют границы инженерно-геологических элементов. При этом могут использоваться данные зондирования и геофизические методы.

В ходе анализа пространственной изменчивости свойств грунтов используют физические показатели, тесно связанные с механическими параметрами грунта: для песков – зерновой состав и коэффициент пористости; для пылевато-глинистых грунтов – число пластичности, показатель текучести, коэффициент пористости, влажность. На основе шести и более определений можно делать вывод об изменчивости механических параметров грунта. Оценку пространственной изменчивости пластов грунта осуществляют визуально, графически или в результате статистического анализа.

В процессе проектирования возможна корректировка изменения параметров грунтовой толщи. Так, если фундаменты закладывают ниже глубины промерзания грунта, то слои, залегающие выше глубины промерзания, объединяют в один инженерно-геологический элемент. Если проектируемое сооружение воспринимает значительные горизонтальные воздействия, то тонкий слабый глинистый прослойок, заключенный между слоями других грунтов, выделяют в отдельный инженерно-геологический элемент, поскольку возможен сдвиг сооружения по слабому прослойку. Следовательно, в расчетах по несущей способности данные о прочностных характеристиках прослойков необходимы. С другой стороны, если влияние такого прослойка на осадку сооружения незначительна, то в расчетах по деформациям не обязательно выделять прослойок в отдельный инженерно-геологический элемент.

Насколько равномерна толщина инженерно-геологических элементов, слагающих грунтовую толщу, наглядно показывают инженерно-геологические разрезы.

Для каждого выделенного инженерно-геологического элемента определяют нормативные и вычисляют расчетные характеристики физико-механических свойств грунтов.

По результатам инженерно-геологических изысканий определяется оценка однородности основания в границах проектируемого сооружения.

12.4 Инженерная оценка однородности оснований

Действующие нормативные документы для оценки неоднородности оснований рекомендуют использовать такие критерии: α_E – показатель

изменчивости сжимаемости основания и соответствующий ему в пределах плана сооружения модуль деформации \bar{E}_A . Для определения значений α_E и \bar{E}_A нужно вычислить средние по глубине модули деформации \bar{E}_{di} на различных по геоморфологическому строению участках строительной площадки. Средний по глубине модуль деформации \bar{E}_{di} зависит от мощности и сжимаемости пластов грунта, слагающих активную зону деформирования, а также от характера уплотняющих напряжений под подошвой фундамента.

Критерий α_E находят по формуле:

$$\alpha_E = E_d^{max} / E_d^{min}, \quad (12.1)$$

где E_d^{max} и E_d^{min} - соответственно максимальное и минимальное значения среднего по глубине модуля деформации в пределах плана сооружения.

Критерий \bar{E}_A определяют с помощью формулы:

$$\bar{E}_A = \frac{\sum \bar{E}_{di} A_i}{\sum A_i}, \quad (12.2)$$

где \bar{E}_{di} и A_i - соответственно средний по глубине модуль деформации и площадь i -го характерного по геологическому строению участка, на которые разбивается площадка строительства (рис. 12.1); $\sum A_i$ - площадь, занимаемая зданием (сооружением).

В зависимости от сочетания критериев α_E и \bar{E}_A регламентируется область применения типов жилых зданий и гарантируется эксплуатационная пригодность их без проведения расчетов оснований по деформациям, классифицируются условия строительства в особых грунтовых условиях. Применение указанных критериев на первом этапе проектирования затруднено необходимостью вычисления дополнительных вертикальных напряжений и мощности сжимаемой толщи (при определении \bar{E}_{di}) на стадии расчета оснований по деформациям.

Поэтому на первой стадии проектирования вводятся некоторые упрощающие предпосылки, позволяющие снизить трудоемкость определения среднего модуля деформации \bar{E}_{di} . Предположим, что дополнительное напряжение σ_{zp} изменяется по закону треугольника, а мощность сжимаемой толщи ограничивается глубиной, равной 2,5-3,0 ширины подошвы фундамента (рис. 12.2).

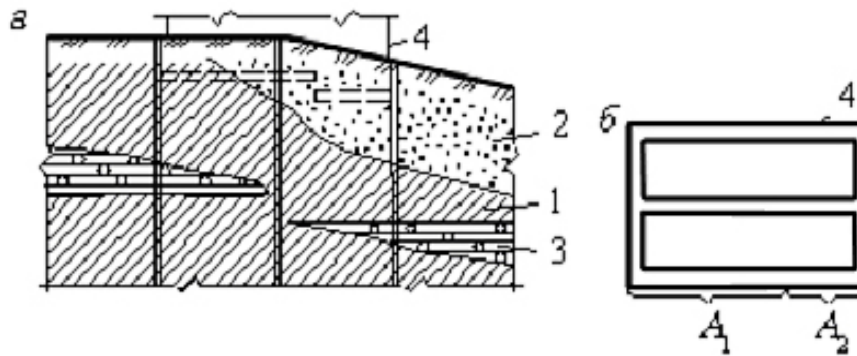


Рисунок 12.1 – Определение осредненного модуля деформации:
a – геологический разрез; *б* – площадь застройки; 1 – суглинки; 2 – пылеватые пески; 3 – глина с включением гравия и щебня; 4 – контур здания

Для отдельностоящих фундаментов мощность сжимаемой толщи можно принять равной $2,5b$, для ленточных – $3b$. Зная вертикальную сосредоточенную нагрузку F_v (или погонную f_v) на уровне обреза фундамента и табличное расчетное сопротивление грунта R_o несущего пласта, можно определить в первом приближении ширину подошвы фундамента:

– для центрально-нагруженного ленточного:

$$b_r = f_v / R_o, \quad (12.3)$$

– для центрально-нагруженного квадратного:

$$b_r = \sqrt{F_v / R_o}. \quad (12.4)$$

Дополнительное давление по подошве фундамента $p = R_o$. Значение среднего по глубине модуля деформации \bar{E}_{di} можно найти, используя формулу:

$$\bar{E}_{di} = \frac{0,5 t b R_o}{\sum_{i=1}^n (\sigma_{zp}^{k-1} - \sigma_{zp}^k) h_k / E_k}, \quad (12.5)$$

где

$$\sigma_{zp}^k = \sigma_{zp}^{k-1} - h_k \frac{R_o}{t b}, \quad (12.6)$$

σ_{zp}^k – дополнительное вертикальное напряжение по подошве k -го грунтового слоя; h_k – толщина k -го грунтового слоя в пределах сжимаемой толщи; E_k – модуль деформации k -го пласта; t – безразмерный коэффициент (для ленточных фундаментов $t = 3,0$, для квадратных – $t = 2,5$); n – количество пластов грунта в пределах сжимаемой толщи.

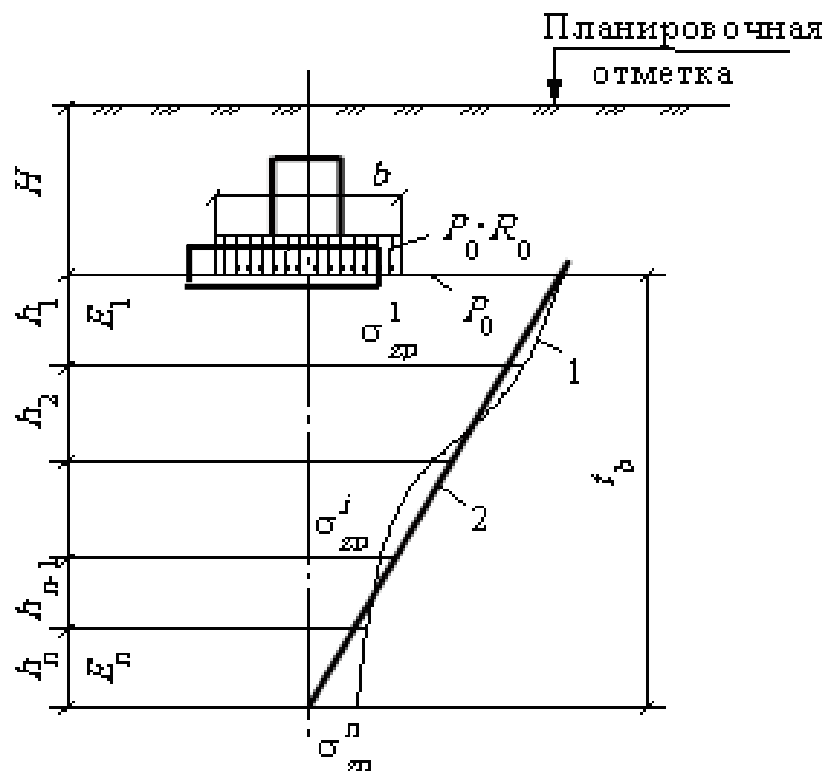


Рисунок 12.2 – Определение приведенного модуля деформации:

- 1 – эпюра дополнительных напряжений по теории упругости;
- 2 – приближенная эпюра дополнительных напряжений

Если на площадке строительства в пределах разведанной толщи грунта установлены подземные воды, следует дать им оценку с точки зрения влияния на строительные свойства грунтов основания и воздействия на фундаменты будущего сооружения.

12.5 Оценка степени влияния подземных вод на строительные свойства грунтов

Анализ подземных вод, осуществляемый в ходе инженерных изысканий, позволяет получить данные, необходимые при проектировании фундаментов: уровень подземных вод в период строительства; прогноз изменения уровня их в процессе эксплуатации здания; химическая агрессивность воды по отношению к материалу фундамента.

Уровень подземных вод при возведении здания существенно влияет на глубину заложения и тип проектируемого фундамента. При заглублении подошвы фундамента ниже уровня напорных подземных вод необходимо учитывать их давление, а также предусматривать мероприятия, предупреждающие прорыв подземных вод в котлован, вспучивание его дна и всплытие сооружения.

Наибольшую сложность представляет анализ возможного подтопления территории или снижение уровня подземных вод в процессе эксплуатации здания (так называемые техногенные изменения уровня подземных вод).

Прогноз вероятных изменений уровня подземных вод проводят для сооружений I и II классов на срок соответственно 25 и 15 лет. Качественную оценку потенциальной подтопляемости территории выполняют методом аналогии, сравнивая условия застраиваемой площадки с данными по конкретным подтопленным участкам (эталонам) с подобными инженерно-геологическими особенностями проектируемого здания.

Для особо ответственных зданий возможен также количественный прогноз изменения уровня подземных вод, выполняемый на основе специальных исследований с использованием методов математического и физического моделирования.

Возможная обводняемость территории обуславливает необходимость проведения специальных мероприятий в связи с ожидаемым снижением несущей способности грунтов, неравномерными осадками или просадками. С другой стороны, снижение уровня воды вызывает дополнительную осадку фундамента за счет снятия взвешивающего действия воды и соответствующего возрастания напряжений от собственного веса грунта.

При химической агрессивности подземных вод или промышленных стоков необходима антикоррозионная защита материала фундамента.

12.6 Определение минимально возможной глубины заложения фундаментов

Для зданий и сооружений минимально возможная глубина заложения фундаментов определяется конструктивными особенностями здания и сезонными изменениями уровня подземных вод, глубиной промерзания грунта и пр.

Во всех случаях минимальная глубина заложения фундаментов должна быть не менее 0,5 м. Если по архитектурно-планировочным соображениям в здании необходим подвал, то минимальную глубину заложения фундаментов устанавливают на 0,5-0,7 м ниже пола подвала. Следует также учитывать глубину заложения технологических коммуникаций. В некоторых случаях конструктивная высота фундамента (например, по условиям заделки анкерных болтов) определяет минимально возможную глубину заложения фундамента.

Глубину заложения фундаментов, исходя из недопущения промерзания пучинистого грунта под подошвой фундамента, определяют по таблицам 12.1 и 12.2. Она зависит от расчетной глубины промерзания, теплового режима, конструктивных особенностей зданий, грунтовых условий и уровня подземных вод.

Расчетная глубина промерзания:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (12.6.1)$$

где d_{fn} – нормативная глубина промерзания; k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания на глубину промерзания

грунта у фундаментов наружных стен (табл. 12.3).

Таблица 12.1 – Глубина заложения фундамента при сезонном промерзании грунтов, зависящая от особенностей подземной части здания

Вид здания (сооружения)	Глубина заложения фундамента под стены и колонны	
	наружные	внутренние
Отапливаемое: без подвала	По табл.12.2	Независимо от глубины промерзания
с теплым подвалом (подпольем)	Независимо от глубины промерзания	
с холодным подвалом (подпольем)	По табл.12.2, считая глубину промерзания от пола подвала	
Неотапливаемое:		
без подвала	То же, считая глубину промерзания от уровня планировки	
с подвалом	То же, считая глубину промерзания от уровня планировки	
<p><i>Примечание:</i> глубину заложения наружных фундаментов отапливаемых зданий и сооружений допускается назначать независимо от d_f при условии, если:</p> <ul style="list-style-type: none">– фундаменты опираются на мелкие пески и специальными исследованиями установлено, что они не проявляют пучинистых свойств;– специальными исследованиями и расчетами установлено, что деформации грунтов при их промерзании и оттаивании не нарушают эксплуатационную пригодность здания или сооружения.		

Согласно ДБН В.2.1-10-2009 нормативная глубина промерзания грунта определяется такими способами:

- как среднее значение из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов по данным наблюдений за период не менее 10 лет;
- на основе теплотехнического расчета.

Из рекомендуемых ДБН В.2.1-10-2009 способов в практике в основном используется формула:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (12.6.2)$$

где M_t – безразмерный коэффициент, равный сумме абсолютных среднемесячных отрицательных температур в районе строительства; d_0 – величина, что равняется (м) для: суглинков и глин $d_0=0,23$; супесей и песков пылеватых и мелких $d_0=0,28$; песков гравелистых, крупных и средней крупности $d_0=0,3$; крупнообломочных грунтов $d_0=0,34$. Значение d_0 для грунтов неоднородного состава определяют как средневзвешенное в пределах промерзания.

Таблица 12.2 – Глубина заложения фундамента в зависимости от уровня подземных вод и вида грунтов в условиях их возможного промерзания

Вид грунтов под подошвой фундамента	Зависимость глубины заложения фундамента от уровня подземных вод d_w , м, при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f	
Пески мелкие и пылеватые	Не менее d_f	Не зависит от d_f
Супеси с показателем текучести:		
$I_L < 0$	Не менее d_f	Не зависит от d_f
$I_L \geq 0$	Не менее d_f	
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполни- телем при показателе текучести грунта или заполнителя:		
$I_L \geq 0,25$	Не менее d_f	
$I_L < 0,25$	Не менее d_f	Не менее $0,5 d_f$

Таблица 12.3 – Коэффициент влияния теплового режима здания k_h

Особенности сооружения	k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
на грунте	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечания:

1. В таблице 12.3 указаны значения k_h при вылете наружного ребра подошвы фундамента от внешней грани стены до 0,5 м; при вылете 1,5 м и более значения k_h повышаются на 0,1, но не более чем до значения $k_h = 1$; при промежуточной величине вылета k_h определяется интерполяцией.

2. Для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых зданий $k_h = 1,1$.

Предварительно d_{fn} принимают по формуле (12.6.2), предполагая, что вся зона промерзания сложена одним видом грунта с величиной d_o^m , равной среднему значению из учитываемых величин d_{oi} . Полученное значение d_o^m используют для уточнения нормативной глубины промерзания d_{fn} и средневзвешенного значения \bar{d}_o , учитывая фактическую толщину каждого слоя грунта с различными значениями d_{oi} . Применение формулы ограничивается нормативной глубиной промерзания 2,5 м. Установив нормативную глубину промерзания d_{fn} по формуле (12.6.2), вычисляют расчетную глубину сезонного промерзания d_f следующим образом. По таблице 12.1 (в зависимости от теплового режима здания, наличия или отсутствия подвала) и по таблице 12.2 (вида грунта, его состояния и уровня подземных вод) определяют глубину заложения подошвы фундаментов по условиям промерзания грунтов.

12.7 Проектирование фундаментов в открытых котлованах

В ходе анализа инженерно-геологических условий площадки, конструктивных и объемно-планировочных особенностей здания, местных условий строительства и технико-экономических оценок, отражающих опыт проектирования, устанавливают возможные типы и глубины заложения фундаментов проектируемого здания (сооружения). Если при этом будет установлена целесообразность применения фундаментов мелкого заложения, то рассматривают возможные их конструктивные формы. В зависимости от назначения здания, конструктивных решений верхнего строения, действующих нагрузок и технико-экономических рекомендаций принимают тип фундамента и определяют его основные размеры (уточняют глубину заложения в зависимости от конструктивных особенностей принятого фундамента и рассчитывают размеры подошвы), проверяют достаточность габаритных размеров фундамента, выполняя расчеты грунтового основания по предельным состояниям.

12.7.1 Классификация фундаментов мелкого заложения и область их применения

Фундаменты, для которых соотношение $d/b \leq 4$, относят к фундаментам мелкого заложения (здесь d и b – соответственно глубина заложения и меньшая сторона подошвы фундамента). Полагают, что при выполнении указанного соотношения практически вся нагрузка от фундаментов, сооружаемых в котлованах, передается основанию через подошву. Фундаменты мелкого заложения делятся на два основных вида

(класса): *жесткие*, собственные деформации которых достаточно малы по сравнению с деформациями основания, и *гибкие*, собственные деформации которых сопоставимы с деформациями основания. Типы фундаментов мелкого заложения приведены на рисунке 12.3.

Практические расчеты жестких фундаментов промышленных и гражданских зданий проводят в предположении, что контактные напряжения по подошве фундамента распределяются по линейному закону. Для гибких фундаментов расчет тела фундамента осуществляют путем решения контактной задачи с учетом характера распределения напряжений под подошвой фундамента.

К фундаментам, рассчитываемым в предположении линейного распределения контактных напряжений, относят *ленточные и прерывистые фундаменты под стены* (рис. 12.3, а, б) и *отдельные фундаменты под колонны* (рис. 12.3, в).

Целесообразность применения ленточных фундаментов в удовлетворительных инженерно-геологических условиях определяется отношением требуемой площади фундаментов к площади контура здания. Если это отношение, обусловленное нагрузками и механическими свойствами грунтов, не превышает 50-60 %, применяют ленточные фундаменты. В противном случае более экономичны плитные или свайные фундаменты.

Отдельно стоящие фундаменты под колонны и столбы в удовлетворительных грунтовых условиях используются повсеместно, но если между гранями подошвы смежных фундаментов расстояние составляет $l_f \leq 1,2 \dots 1,0 \text{ м}$, то экономичнее применять ленточные или плитные фундаменты (рис. 12.3, д, е).

К гибким фундаментам относятся: *ленточные фундаменты под колонны* (рис. 12.3, г), *из перекрестных лент* (рис. 12.3, д) и *плитные* (рис. 12.3, е). Ленточные фундаменты под колонны и фундаменты из перекрестных лент целесообразны, если при значительных нагрузках на каждую опору ($>2000 \text{ кН}$) отдельные фундаменты имеют настолько развитые подошвы, что они практически соприкасаются друг с другом. Фундаменты из перекрестных лент рациональны при слабых неоднородных напластованиях (с $R \leq 0,1 \text{ МПа}$), поскольку такие фундаменты предотвращают неравномерные деформации.

Как уже отмечалось, плитные фундаменты экономически целесообразны, если суммарная расчетная площадь отдельно стоящих или ленточных фундаментов превышает 50-60% общей площади застройки. Необходимость в них возникает также в случаях, когда основание характеризуется неравномерной сжимаемостью или плита используется в качестве конструктивного элемента гидроизоляции при высоком стоянии уровня подземных вод.

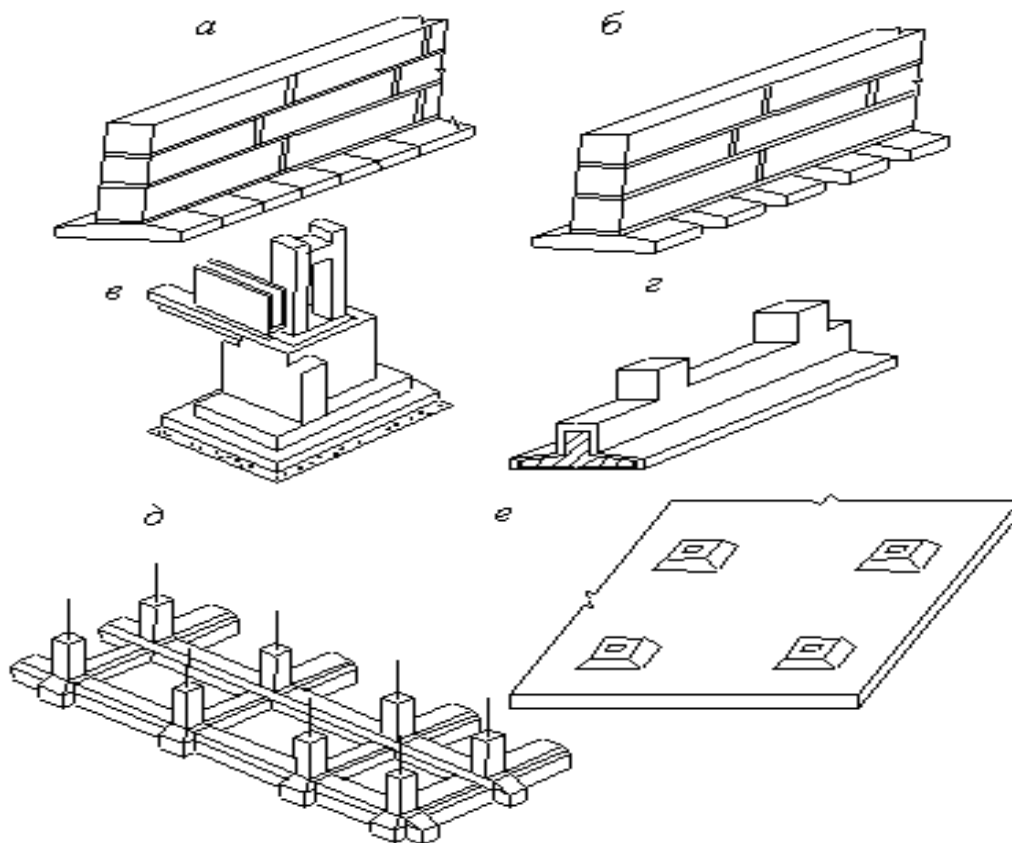


Рисунок 12.3 – Типы фундаментов мелкого заложения: *а* – ленточный под стены непрерывный; *б* – ленточный под стены прерывистый; *в* – отдельно стоящий под колонну; *г* – ленточный под колонны; *д* – из перекрестных лент; *е* – плитный

12.7.2 Ленточные фундаменты (конструктивные решения)

При конструктивном оформлении ленточных фундаментов следует учитывать: материал фундаментов, инженерно-геологические условия, нагрузки и конструктивные решения надземной части здания. Малонагруженные фундаменты одно- и двухэтажных зданий могут выполняться без уширения к подошве (рис. 12.4), сборные фундаменты часто устраивают с разрывами между стеновыми блоками (рис. 12.4, б).

При возрастании нагрузок на фундамент необходимо увеличивать размеры подошвы. В этом случае бутобетонные и бутовые фундаменты, материал которых способен воспринять лишь незначительные растягивающие напряжения, выполняют ступенчатыми (рис. 12.5). Высота уступов определяется технологией изготовления и конструктивными требованиями и составляет: для бутобетона – 30, бутовой кладки – 30...35 см. Соотношения высоты уступа h_1 к его ширине b_1 принимаются такими (табл. 12.4), чтобы в теле фундамента не возникали чрезмерные растягивающие напряжения.

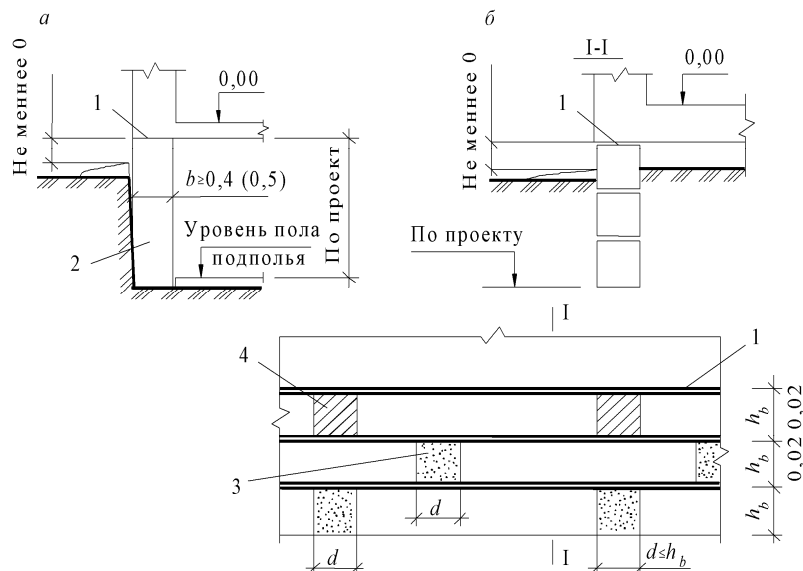


Рисунок 12.4 – Фундаменты без уширения к подошве для одно- и двухэтажных зданий:
 а – бутовые и бутобетонные; б – из сборных стеновых блоков;

1 – два слоя толя или гидроизола на битумной мастике; 2 – обмазка горячим битумом за два раза; 3 – утрамбованный грунт; 4 – кирпичная кладка

При значительных нагрузках или относительно слабых грунтах ленточные фундаменты устанавливают из двух частей: уширенной плитной и вертикальной, передающей усилия от стены к подошве. Среди таких фундаментов, выполняемых в железобетоне, широко распространены сборные ленточные фундаменты (рис. 12.6).

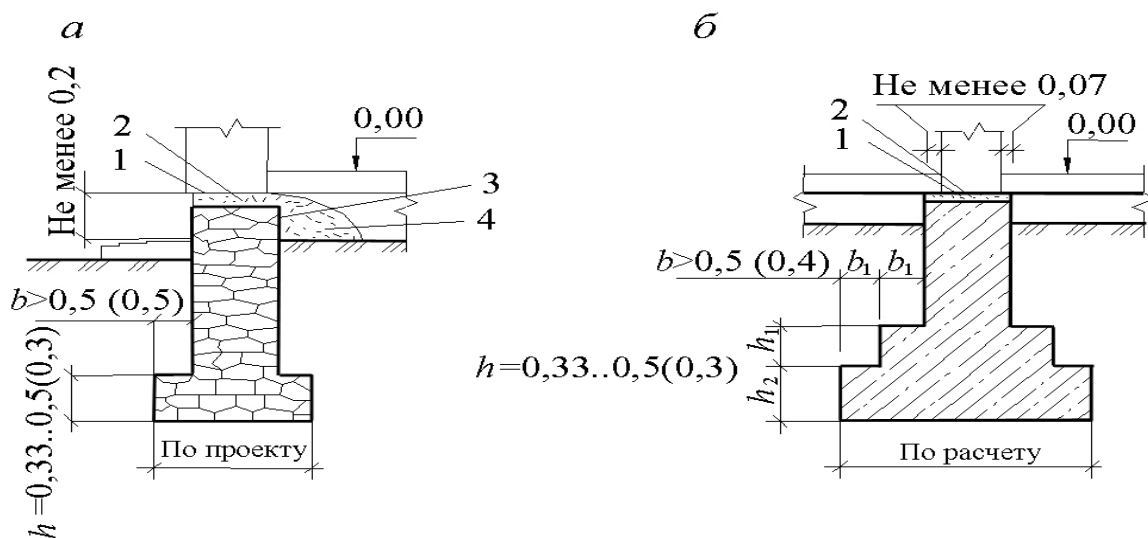


Рисунок 12.5 – Бутовые и бутобетонные фундаменты с уступами:

а – под наружную стену; б – под внутреннюю стену; 1 – два слоя толя или гидроизола на битумной мастике; 2 – цементная стяжка; 3 – обмазка горячим битумом; 4 – засыпка по теплотехническому расчету (размеры в скобках даны для бутобетонных фундаментов)

Таблица 12.4 – Минимальное отношение высоты уступа h_1 к его ширине b_1 для бутобетонных и бутовых фундаментов

Марка раствора или класс бетона	Минимальные значения отношения h_1/b_1 при давлениях на подошве фундамента, МПа	
	0,2	0,25
50...100	1,25	1,50
10...35	1,50	1,75
4	1,75	2,00

Железобетонные фундаментные подушки выпускают в соответствии с ГОСТ 13580-85 (табл. 12.5). Марка фундаментной подушки обозначается буквами ФЛ (фундамент ленточный) и цифрами, указывающими ширину и длину плиты в дециметрах. Типовые фундаментные подушки изготавливают из бетона класса В10...В25, армирование их осуществляют сетками диаметром 6...14 мм класса А 400с. Количество арматуры назначают исходя из расчетной схемы подушки, работающей как консоль от отпора грунта (рис. 12.6).

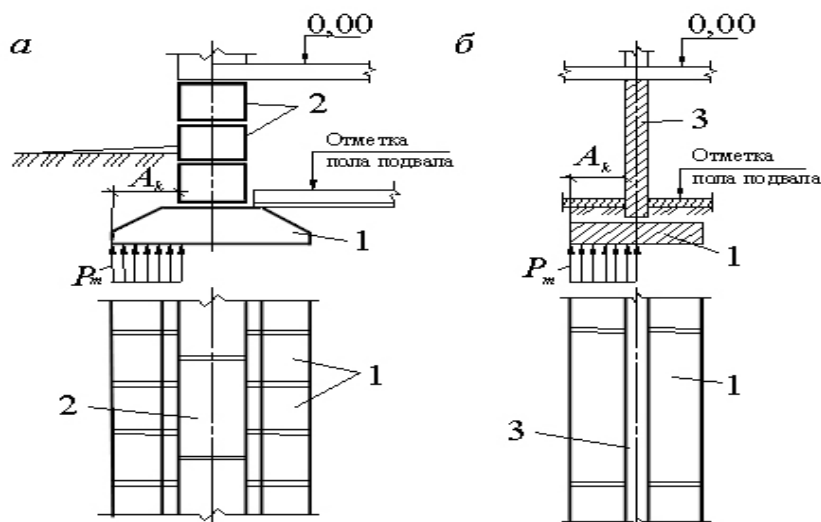


Рисунок 12.6 – Сборные ленточные фундаменты: а – для кирпичных и блочных стен; б – для крупнопанельных стен; 1 – фундаментные плиты; 2 – стеновые фундаментные блоки; 3 – стеновые панели подвала

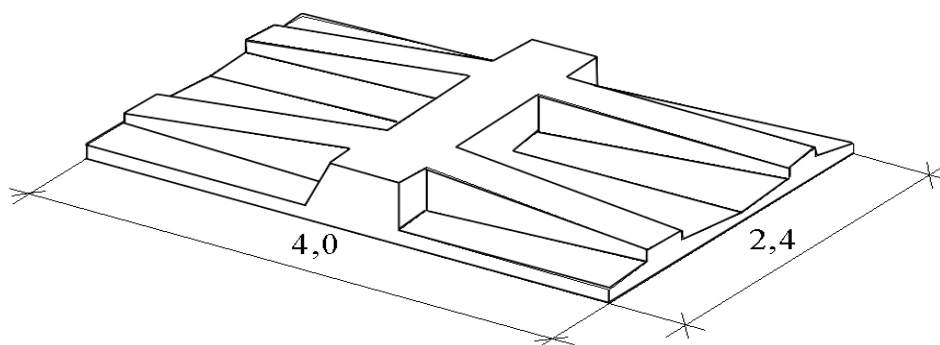
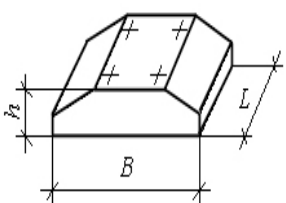
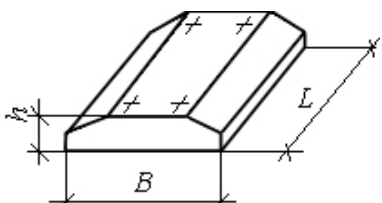
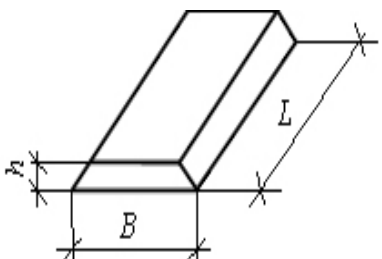


Рисунок 12.7 – Ребристая плита для сборных ленточных фундаментов 16-этажных зданий

Как следует из таблицы 12.5, наибольшая ширина подушки составляет 3,2 м. Для возведения зданий повышенной этажности с широким шагом используют ребристые блоки большей ширины (рис. 12.7) с размерами в плане 4,0х2,4 м и 4,0х1,6 м, которые рассчитаны на восприятие расчетных нагрузок 1500 кН/м при давлении на грунт 300 кПа.

Таблица 12.5 - Номенклатура железобетонных фундаментных подушек

Марка	Размеры плиты, мм			Вес, кН	Эскиз
	<i>B</i>	<i>L</i>	<i>h</i>		
1	2	3	4	5	6
ФЛ 32.12	3200	1180	500	40	
ФЛ 32.8		780		26,2	
ФЛ 28.12	2800	1180		34,2	
ФЛ 28.8		780		22,4	
ФЛ 24.12	2400	1180		28,45	
ФЛ 24.8		780		18,65	
ФЛ 20.12	2000	1180		24,40	
ФЛ 20.8		780		15,95	
ФЛ 16.24	1600	2380	300	24,70	
ФЛ 16.12		1180		12,15	
ФЛ 16.8		780		8,0	
ФЛ 14.24	1400	2380		21,10	
ФЛ 14.12		1180		10,40	
ФЛ 14.8		780		6,85	
ФЛ 12.24	1200	2380		17,60	
ФЛ 12.12		1180		8,70	
ФЛ 12.8		780		5,70	
ФЛ 10.24	1000	2380		15,2	
ФЛ 10.12		1180		7,50	
ФЛ 10.8		780		4,95	
ФЛ 8.24	800	2380	300	13,95	
ФЛ 8.12		1180		6,85	
ФЛ 6.24	600	2380		10,40	
ФЛ 6.12		1180		5,15	

В практике фундаментостроения применяются облегченные фундаментные подушки с вырезами по углам (табл. 12.6). Марка плит

состоит из буквы Ф (фундаментная плита) и цифр, обозначающих ширину подошвы и длину плиты в дециметрах. Дополнительно в наименование плиты (через дефис) включают: значение давления по подошве плиты, на которое она рассчитана, и буквенный индекс – В (плита с вырезом). Экономия материалов при использовании облегченных плит по сравнению с типовыми составляет примерно 10 %.

При незначительных нагрузках в качестве опорной части ленточного фундамента используют фундаментные блоки (рис. 12.8).

Вертикальные элементы сборных ленточных фундаментов в зависимости от конструктивных решений надземных стен могут быть в виде стеновых фундаментных блоков или панелей.

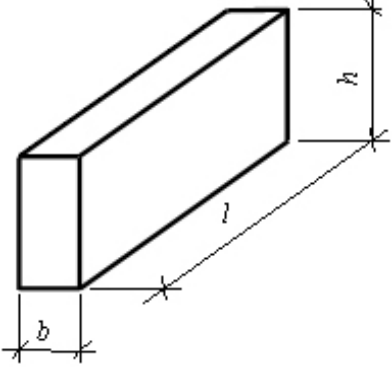
Таблица 12.6 – Характеристики облегченных фундаментных подушки (с вырезами по углам)

Марка	Ш, мм	С, мм	Вес, кН	Эскиз
Ф 20.24-25В Ф 20.24-35В Ф 20.24-45В	2000	500	45,00	
Ф 24.24-25В Ф 24.24-35В Ф 24.24-45В	2400	700	52,80	
Ф 28.24-25В Ф 28.24-35В Ф 28.24-45В	2800	700	63,20	
Ф 32.24-25В Ф 32.24-35В	3200	700	72,70	

Стеновые фундаментные блоки (табл. 12.7), применяют при проектировании ленточных фундаментов для кирпичных или блочных стен. Наименование блоков высотой 0,6 м включает буквенные индексы ФБС (фундаментный блок стеновой) и число, обозначающее ширину блока в дециметрах. Блоки высотой 0,3 м имеют дополнительный буквенный индекс "Н", например, ФБСН-6. В маркировке доборных блоков через тире указывают их длину в дециметрах. Блоки стен подвала изготавливают из

бетона класса В 7,5 – обычные и из бетона класса В 15 – усиленные. В последнем случае в наименование блока добавляется (через тире) индекс "у", например, ФБС 6–у. В панельных зданиях вертикальные элементы ленточных фундаментов представлены фундаментными панелями, конструктивное оформление которых аналогично надземным стеновым панелям (смотреть рис. 12.6, б).

Таблица 12.7 – Стеновые блоки для ленточных фундаментов

Марка блока	Размеры, мм			Справочный вес, кН	Эскиз
	l	b	h		
ФБС3	2380	300	580	10,0	
ФБС3-8	780	300		3,0	
ФБС4	2380	400		13,0	
ФБС4-8	780	400		4,0	
ФБС5	2380	500		16,0	
ФБС5-8	780	500		5,0	
ФБС6	2380	600		20,0	
ФБС6-8	780	600		6,0	

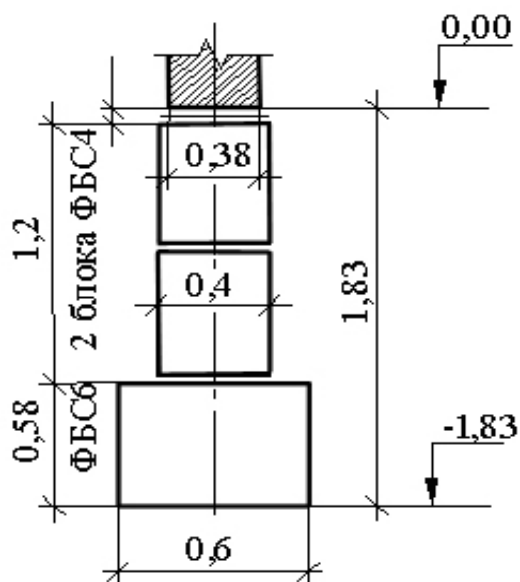


Рисунок 12.8 – Сборный ленточный фундамент с подошвенной частью из стеновых блоков

В настоящее время с целью оптимизации расхода материалов при изготовлении ленточных сборных фундаментов внедряют разработки сборных облегченных фундаментов (рис. 12.9). Эффективность подобных конструктивных решений должна быть подтверждена технико-экономическими расчетами с тем, чтобы экономия расхода материала не оборачивалась повышенной трудоемкостью изготовления облегченных фундаментных элементов. Применение пустотных элементов ограничивается маловлажными грунтами, поскольку попадание воды в пустоты может привести к разрушению конструкции при промерзании грунта.

Ленточные фундаменты, в которых нагрузка на грунт передается подошвой, являются наиболее распространенным типом фундаментов под стены. Но они имеют существенные недостатки, вызванные большими объемами земляных работ и нерациональной передачей усилий основанию. Поэтому в связных грунтах перспективны многощелевые фундаменты (рис. 12.10), образующиеся при заполнении монолитным бетоном или сборными элементами заранее прорезанных в массиве грунта вертикальных щелей толщиной 10-15 см. Стены здания опираются непосредственно на вертикальные бетонные элементы, расположенные в два-три ряда, или через горизонтальную распределительную плиту. Передача усилий окружающему грунту осуществляется по боковым поверхностям фундаментных стенок. В зданиях с подвалом (рис. 12.10, б) бетонные стенки, испытывающие одностороннее боковое давление грунта, необходимо армировать.

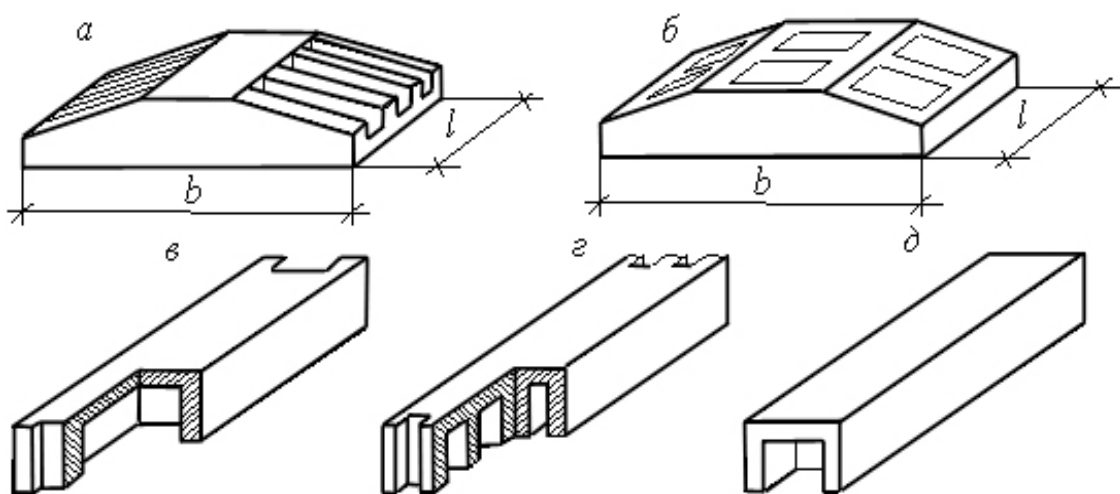


Рисунок 12.9 – Облегченные элементы сборных ленточных фундаментов:
а – ребристая плита; б – решетчатая плита; в...г – пустотные стеновые блоки

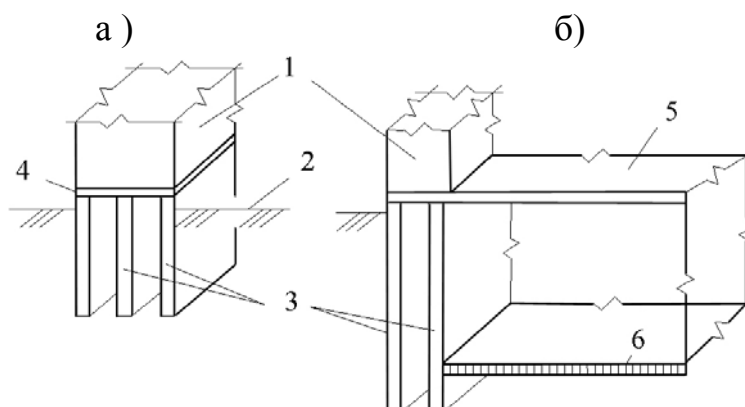


Рисунок 12.10 – Многощелевые ленточные фундаменты:
а – в бесподвальном здании; б – в здании с подвалом; 1 – стена здания; 2 – поверхность грунта; 3 – бетонные пластины; 4 – распределительная плита; 5 – перекрытие; 6 – пол подвала

12.7.3 Рекомендации по устройству сборных ленточных фундаментов

Фундаментные плиты укладывают на уплотненную песчаную подсыпку толщиной 10 см при опорном пласте, состоящем из пылевато-глинистого грунта. В случае непрерывных фундаментов плиты укладывают с зазором 20 мм. Если существует всего два типоразмера плит данной ширины, то не всегда удастся образовать непрерывную ленту только стандартными элементами. Поэтому используют монолитные железобетонные вставки, поперечное сечение и армирование которых аналогичны примыкающим сборным элементам.

Рациональными являются прерывистые фундаменты, в которых фундаментные плиты укладывают с рассчитываемым зазором (смотреть рисунок 12.3, б). При благоприятных инженерно-геологических условиях и надземных конструкциях, малочувствительных к деформациям, применение этих фундаментов является обязательным.

Вертикальные блочные и панельные элементы укладывают по верху фундаментных плит на цементно-песчаном растворе. Толщина бетонных блоков зависит от толщины стен, при этом допускаются свесы надземных стен по 13 см. Количество рядов блоков по высоте определяется глубиной заложения фундамента. Кладку фундаментных блоков ведут на цементном растворе с перевязкой как вдоль стены (перевязка не менее 240 мм), так и в местах примыкания продольных и поперечных стен (перевязка не менее 300 мм). Необходимую перевязку блоков можно обеспечить, используя в кладке наряду с блоками стандартной длины (2380 мм) доборные блоки и монолитные бетонные или кирпичные вставки. В зонах пересечения наружных и внутренних стен в швах кладки через два ряда по высоте укладывают Т-образные или Г-образные сетки (рис. 12.11, сечение I-I). Проемы в фундаментной кладке образуются раздвижкой блоков на расстояние 600 мм; снизу и сверху проемов предусматривается армирование швов.

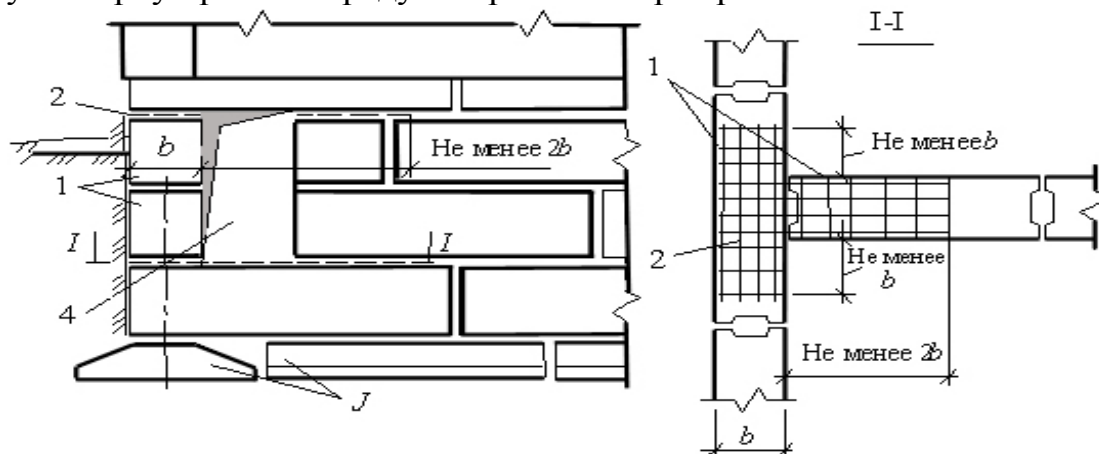


Рисунок 12.11 – Устройство проемов в стенах подвала: 1 – блоки стен подвала; 2 – арматурные сетки из стержней $\varnothing 8$ мм; 3 – фундаментные плиты; 4 – проем в стене подвала

Наличие в основании фундаментов сильносжимаемых грунтов (с модулем деформации $E < 5 \text{ МПа}$) или неравномерно деформируемых напластований требует дополнительных мероприятий по снижению влияния неравномерных осадок на надземные конструкции, к которым относят надежную перевязку фундаментных блоков (не менее чем 600 мм) и дополнительное армирование фундаментной кладки. В зоне сопряжений фундаментных подушек и вертикальных элементов фундамента делают армированный шов толщиной 3...5 см из цементного раствора с втопленной в него арматурой из 3...5 А400с 14...20 мм. Необходимо также устраивать железобетонный пояс поверх последнего ряда фундаментных стеновых блоков по всем стенам. Выполняют пояса в монолитном железобетоне толщиной 20...15 см, располагая продольную рабочую арматуру из 6...8 А400с 14...20 мм сверху и снизу пояса. Армированные швы и пояса эффективны при обеспечении их непрерывности по длине стен.

Для снижения уровня неравномерных осадок с помощью осадочных швов здание делится на отсеки. Места расположения осадочных швов обусловлены существенным изменением нагрузок на фундаменты (например, в местах сопряжения разновысоких частей здания), изменением инженерно-геологических условий в пределах здания, различными конструктивными решениями примыкающих частей сооружения.

Осадочные швы разрезают здание по всей высоте. Ширина шва зависит от характера деформаций, в частности, величины отклонения здания от вертикальной оси, вызванного неравномерной осадкой. При использовании ленточных фундаментов в обычных грунтовых условиях ширина осадочного шва для жилых зданий может быть ограничена 20 мм. Конструктивное оформление осадочных швов в сборных ленточных фундаментах показано на рисунке 12.12.

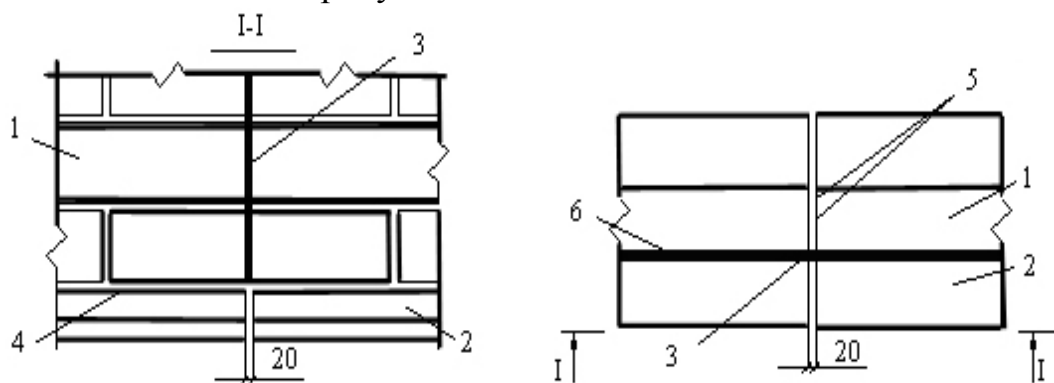


Рисунок 12.12 – Деформационный шов: 1 – стеновые блоки; 2 – фундаментные плиты; 3 – уплотняющая мастика; 4 – цементный раствор состава 1:2; 5 – антисептированные доски, обернутые толем; 6 – окрасочная гидроизоляция

Если по характеру грунтовых напластований или согласно архитектурно-планировочным особенностям необходимо в пределах здания изменять глубину заложения фундаментов, то такой переход фундамента от

одной отметки заложения к другой осуществляют уступами (рис. 12.13). При этом регламентируют отношение высоты уступа h к его длине l : в пылеватоглинистых грунтах $h/l \leq 1/2$, в песчаных $h/l \leq 1/3$. Высоту уступов в соответствии с размерами стандартных сборных элементов принимают 300 или 600 мм.

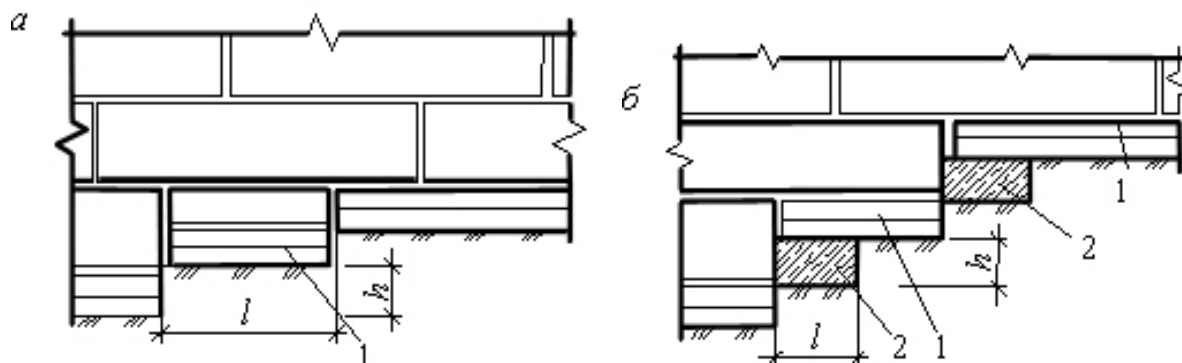


Рисунок 12.13 – Переход фундамента от одной отметки заложения к другой: *а* – сборных; *б* – с использованием монолитного бетона; 1 – фундаментные плиты; 2 – бетон по месту

12.7.4 Эффективные конструкции фундаментов с вырезами по подошве

Совершенствование конструкций фундаментов может осуществляться по разным направлениям и, в частности, на основе изучения их совместной работы с грунтом основания. Известно, что нагрузки от сооружения на основание передаются либо ленточными фундаментами, что вызывает плоскодеформированное состояние грунта, либо отдельно стоящими фундаментами, в основании которых грунт находится в пространственном напряженном состоянии. При этом нагрузка на грунт всеми фундаментами обычно передается сплошной плоской подошвой.

12.7.4.1 Центрально нагруженные фундаменты

В НИИ оснований и подземных сооружений имени Н. М. Герсеванова была сделана попытка изменить традиционный способ передачи нагрузки таким образом, чтобы условия работы фундамента и самого основания существенно улучшились. Этот принцип был реализован в 1954 г. под руководством Е. А. Сорочана при разработке прерывистых сборных ленточных фундаментов (рис. 12.14), которые были впервые применены в Измайлове (Москва).

В фундаментах такой конструкции нагрузка на основание передается таким способом, при котором происходит изменение в благоприятную сторону напряженно-деформированного состояния грунта основания, т.е. из

плоского в плоско-пространственное состояние. Благодаря этому повышается предельная нагрузка на грунты основания до 1,3 раза. Поэтому, на прерывистый фундамент при прочих равных условиях можно передать большую нагрузку, либо, используя принцип расчета по второму предельному состоянию, уменьшить площадь подошвы фундамента, а, следовательно, и его материалоемкость.

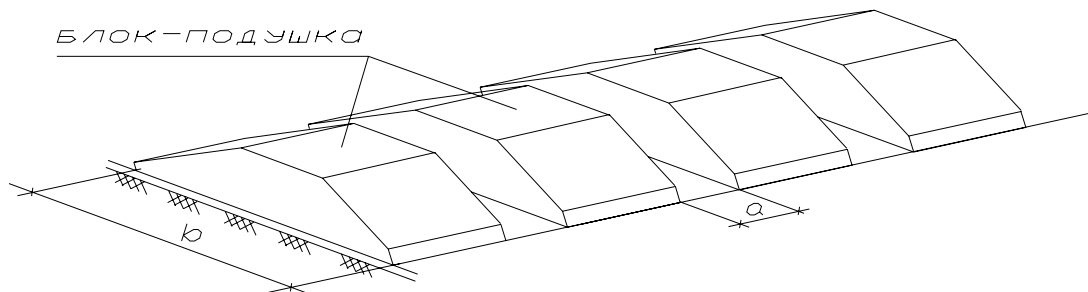


Рисунок 12.14 – Сборный прерывистый фундамент

В дальнейшем, совершенствование конструкций ленточных фундаментов было направлено на разработку облегченных блоков, имеющих прямоугольные вырезы по углам, за счет чего площадь их на 12% меньше площади типовых блоков. Блоки имеют различные марки для повышения индустриализации устройства ленточных фундаментов. Предлагаемые блоки заменяют аналогичные по ширине типовые плиты. В случае их применения фактическое давление, передаваемое на основание, будет больше, чем расчетное сопротивление грунта в 1,15 раза. Это возможно в результате того, что в местах вырезов грунт работает, как при прерывистых фундаментах, т.е. происходит перераспределение напряжений в основании, чему способствует также и арочный эффект.

В качестве примера рассматривается конструкция ленточного фундамента с продольным вырезом (рис. 12.15), которая состоит из фундаментной части 1 шириной $(2b+a)$ и выреза 2 шириной a и высотой Δ , который заполняется низкомодульным материалом 3, например, пенопластом. Такая конструкция способствует повышению расчетного сопротивления грунта основания.

Величина продольного центрального выреза шириной a принимается согласно графику (рис. 12.16) в зависимости от угла внутреннего трения грунта φ , находящегося под подошвой фундамента, и принятой ширины b подошвы фундамента. При этом расчетное сопротивление грунта основания фундамента с вырезом шириной $(2b+a)$ будет равно:

$$R_{2b+a} = R_b \cdot k_d, \quad (12.9)$$

где R_b – расчетное сопротивление грунта основания фундамента шириной b , которое определяется по нормативной формуле при условии принятия развития зон предельного равновесия под фундаментом глубиной

$0,25b$; k_d – коэффициент, определяемый по графикам рисунка 12.16.

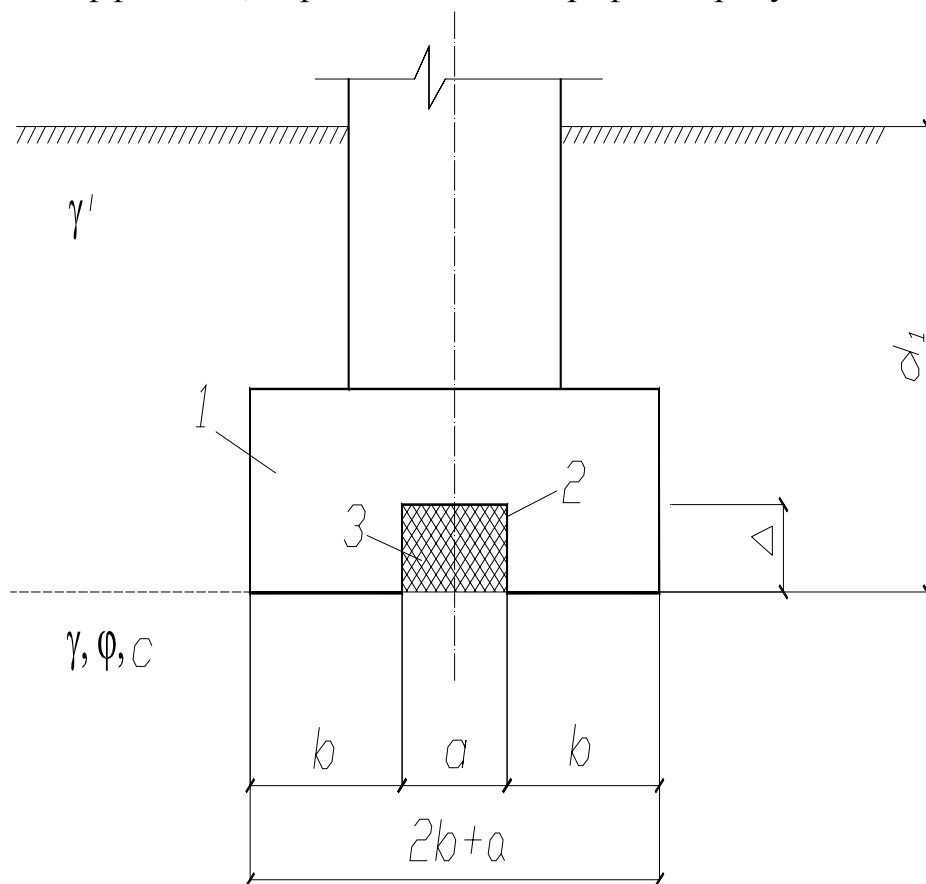


Рисунок 12.15 – Фундамент с продольным вырезом по подошве

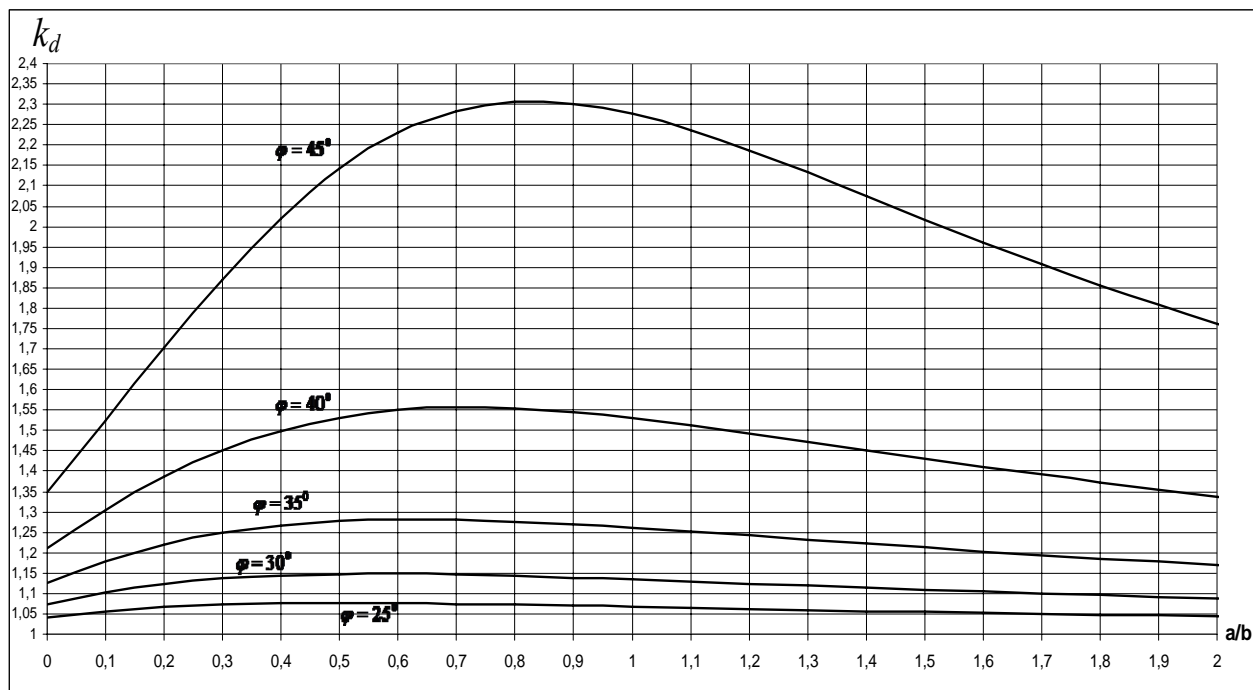


Рисунок 12.16 – Графики зависимости коэффициента k_d от относительной ширины выреза a/b

Значения повышающего коэффициента k_d получены при рассмотрении расчетной схемы взаимодействия фундамента с грунтовым основанием, представленной на рисунке 12.17, т.е. при передаче давления в уровне подошвы внутри выреза шириной a равного величине бытового давления за пределами фундамента.

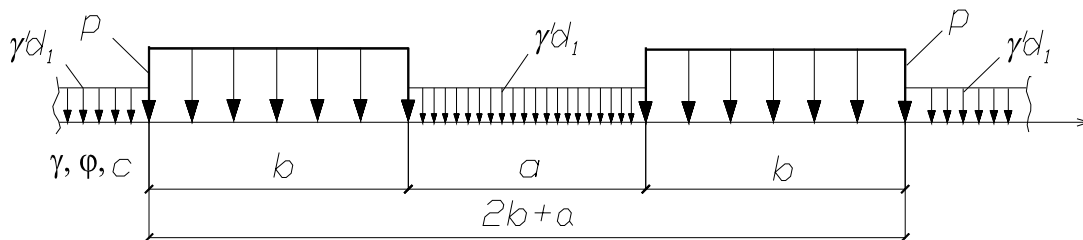


Рисунок 12.17 – Расчетная схема взаимодействия фундамента с грунтовым основанием

Давление внутри продольного выреза высотой Δ передается с помощью заполнения полости низко модульным материалом, например, пенопластом, с модулем упругости E , равным:

$$E = \frac{\Delta}{S} \gamma' d_1, \quad (12.10)$$

где S – прогнозируемая осадка фундамента, м; Δ – высота выреза, м; γ' – удельный вес грунта выше подошвы фундамента, кН/м³; d_1 – глубина заложения фундамента, м, или, наоборот, устраивают вырез шириной a и высотой Δ , равный:

$$\Delta = \frac{E}{\gamma' d_1} S. \quad (12.11)$$

Из графиков рисунка 12.16 видно увеличение на 70% расчетного сопротивления грунта основания фундамента с вырезом шириной $(2b+a)$, что достигается за счет перераспределения напряжений в основании фундамента с вырезом по сравнению со сплошным фундаментом шириной $2b$ при принятии любого критерия развития зон предельного равновесия под фундаментом.

Подошва фундамента крестообразного очертания под колонны предложена Е. А. Сорочаном (рис. 12.18, а). Грунт в зоне вырезов участвует в работе, поэтому расчет их оснований производят по внешним габаритам, включая площадь вырезов. Отношение площади сплошного фундамента к площади фундамента с вырезами принимают равным 1,1. Однако, В. И. Обозов предложил более рациональную конструкцию таких фундаментов, заменив прямоугольные вырезы вырезами по окружности (рис. 12.18, б). При этом, значения изгибающих моментов в консолях при

одинаковом расходе бетона на 10-20% меньше, чем при прямоугольных вырезах.

Следует отметить, что принцип прерывистой передачи нагрузки первоначально нашел применение и при устройстве массивных кольцевых фундаментов под башенные сооружения в 1950-60 гг.

Обширный материал по конструкциям фундаментов с вырезами (прерывистым фундаментам) представлен в работе М. И. Фидарова, в которой автор предлагает ряд конструктивных решений фундаментов, имеющих по подошве различные вариации раздвижек и пустот. На рисунке 12.19 представлены четыре конструкции фундаментов из всего многообразия представленного в работе. В работе [26] сделана попытка привести все конструкции фундаментов со сплошной подошвой к эквивалентным фундаментам с прерывистой передачей нагрузки, используя некоторые закономерности совместной работы грунтов основания в ненагруженных промежутках. Идея создания этих конструкций аналогична приему раздвижки блоков сборного ленточного фундамента, предложенного Е. А. Сорочаном.

В основу предлагаемой теории совместной работы прерывистых фундаментов с основаниями М. И. Фидаровым положены решения предельного напряженно-деформированного состояния грунта и давления грунтов над кровлями подземных горных выработок.

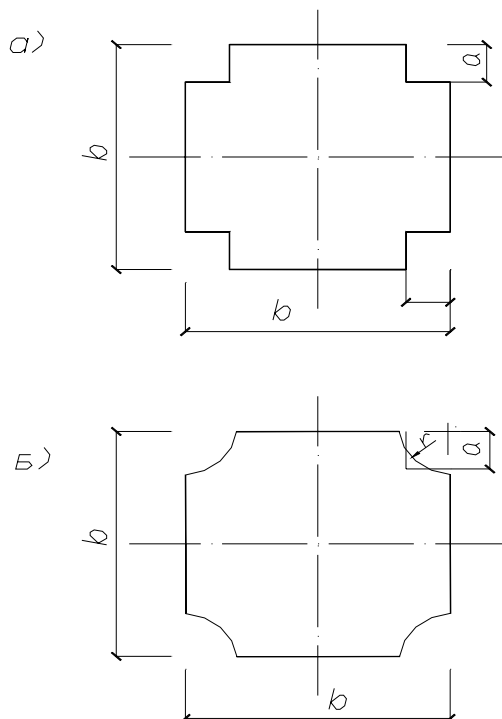


Рисунок 12.18 – Формы подошвы фундаментов

Эта теория учитывает возникновение арочного эффекта в грунте между блоками-подушками, за счет образования которого фундамент можно считать со сплошной подошвой.

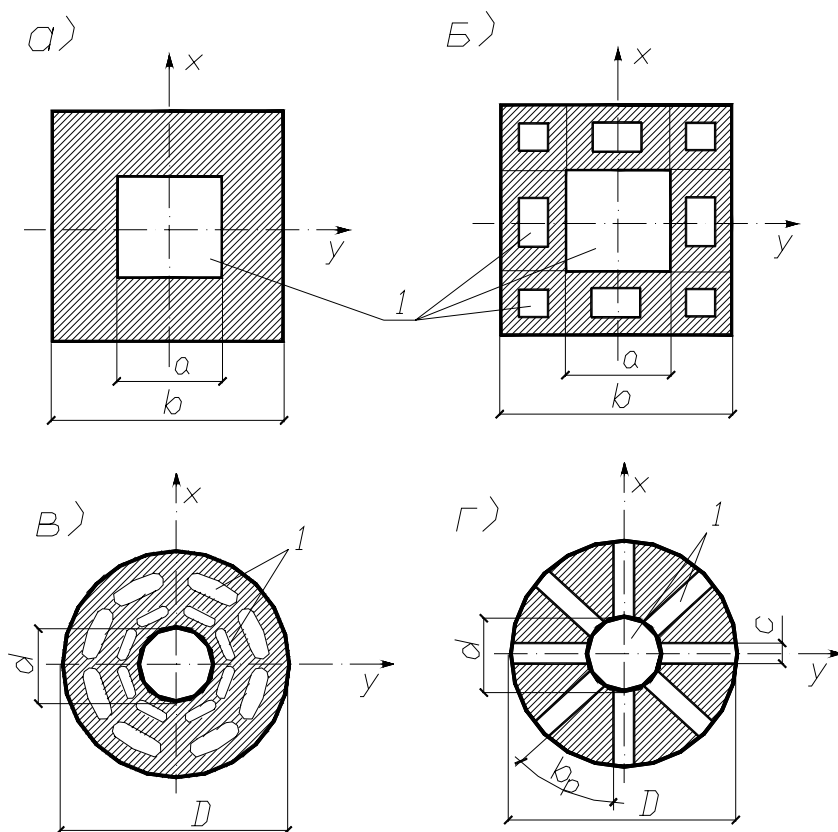


Рисунок 12.19 – Формы подошв фундаментов

а), б) – прерывисто-квадратные фундаменты; в), г) – прерывисто-кольцевые фундаменты

Например, для прерывисто-кольцевого фундамента (рис. 12.19, г) расчет производится в следующей последовательности:

- вычисляют площадь круглого фундамента $F_{кр}$ и его диаметр D :

$$F_{кр} = N / (R \cdot \gamma_{\phi}) , \quad (12.12)$$

$$D = \sqrt{1,27 F_{кр}} , \quad (12.13)$$

- определяют внутренний диаметр d кольцевого фундамента по формуле:

$$d = K \frac{D}{2 + K} , \quad (12.14)$$

$$\text{где } K = \frac{8 \left(\operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma} \right) \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{\left[2 - \left(\operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma} \right) \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]^2} , \quad (12.15)$$

φ , c – прочностные характеристики грунта: угол внутреннего трения и сцепление соответственно; σ – сжимающее давление, при котором определяется сопротивление связного грунта сдвигу;

– задаются размером блока-подушки b_p прерывисто-кольцевого фундамента;

– находят величину разрыва c между блоками-подушками из выражения:

$$c = K \cdot b_p, \quad (12.16)$$

– определяют число блоков-подушек n :

$$n = \frac{\pi D}{c + b_p}. \quad (12.17)$$

В вышеперечисленных работах устройство вырезов по подошве преследует цель заменить фундаменты со сплошной подошвой на эквивалентные по несущей способности конструкции с вырезами. Теории расчета для такого рода конструкций фундаментов с вырезами учитывают обычные, незначительные моментные нагрузки на фундаменты.

12.7.4.2 Внецентренно нагруженные фундаменты

12.7.4.2.1 Фундаменты, воспринимающие моменты вдоль одной оси

а) В двух направлениях. Фундаментальной работой в этой области является работа В. С. Рыбина, в которой автор предлагает оптимальное проектирование фундаментов путем подбора размеров их подошв из условия равенства краевых давлений нормируемым.

Для фундаментов, работающих при действии моментных нагрузок одного направления, предлагаются два типа (I и II) конструкций (рис. 12.20), расчетные формулы для определения геометрических размеров подошв которых имеют вид:

– для случая $p_{max} = 1,2R$ и $p_{min} = 0$ (рис. 12.20, а)

$$A = k_1 e_x / k_2, \quad (12.18)$$

$$B = 5N / (3k_1 R A), \quad (12.19)$$

– для случая $p_{max} = 1,2R$ и $p_{min} = 0,25p_{max} = 0,3R$ (рис. 12.20, б)

$$A = 5k_1 e_x / (3k_2), \quad (12.20)$$

$$B = 4N / (3k_1 R A), \quad (12.21)$$

при этом для I типа конструкции фундамента:

$$k_1 = 2\alpha, \quad (12.22)$$

$$k_2 = \alpha[\alpha^2 + 3(1-\alpha)^2]/3, \quad (12.23)$$

а для II типа –

$$k_1 = 3\alpha, \quad (12.24)$$

$$k_2 = \alpha[\alpha^2 + 2(1-\alpha)^2]/2, \quad (12.25)$$

где $\alpha = a/A$.

Значения коэффициентов k_1 и k_2 приведены в таблице 12.8 для фундаментов I типа и в таблице 12.9 для фундаментов II типа.

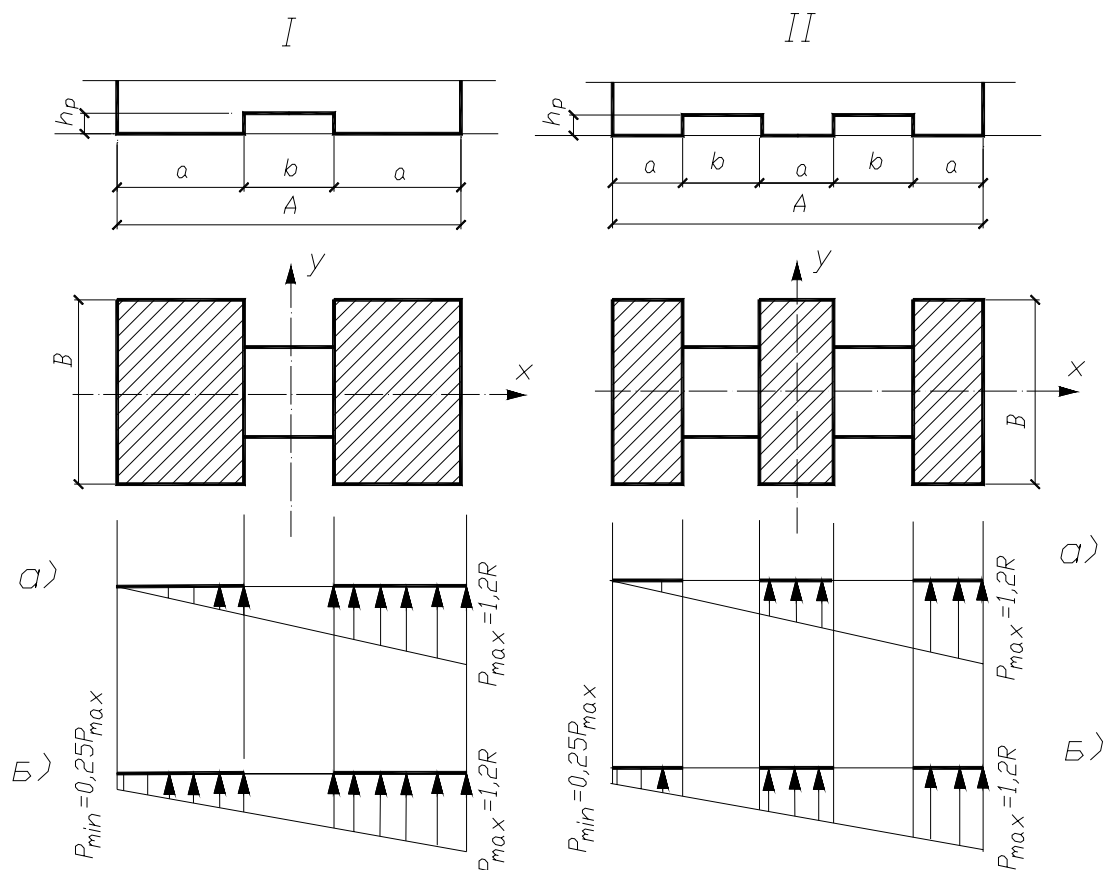


Рисунок 12.20 – Формы подошв фундаментов

Таблица 12.8 – Значения коэффициентов k_1 и k_2

α	k_1	k_2	α	k_1	k_2	α	k_1	k_2
0,15	0,3	0,1095	0,22	0,44	0,1374	0,29	0,58	0,1543
0,16	0,32	0,1143	0,23	0,46	0,1404	0,3	0,6	0,156
0,17	0,34	0,1188	0,24	0,48	0,1432	0,31	0,62	0,1575
0,18	0,36	0,123	0,25	0,5	0,1458	0,32	0,64	0,1589
0,19	0,38	0,1267	0,26	0,52	0,1482	0,33	0,66	0,1601
0,2	0,4	0,1307	0,27	0,54	0,1504	0,333	0,667	0,1605
0,21	0,42	0,1342	0,28	0,56	0,1525	-	-	-

Таблица 12.9 – Значения коэффициентов k_1 и k_2

α	k_1	k_2	α	k_1	k_2	α	k_1	k_2
0,1	0,3	0,0815	0,14	0,42	0,1049	0,18	0,54	0,1239
0,11	0,33	0,0878	0,15	0,45	0,1101	0,19	0,57	0,1281
0,12	0,36	0,0938	0,16	0,48	0,1149	0,2	0,6	0,132
0,13	0,39	0,0995	0,17	0,51	0,1196	-	-	-

Таким образом, задаваясь значением α , по указанным формулам вычисляют размеры подошвы A и B .

Для фундаментов с «замкнутой» ленточной подошвой прямоугольного очертания в плане (рис. 12.21) размеры подошвы определяются по формулам (12.18) и (12.19) в случае $p_{max}=1,2R$ и $p_{min}=0$ (рис. 12.21, а), а для случая $p_{max}=1,2R$ и $p_{min}=0,25p_{max}=0,3R$ (рис. 12.21, б) по формулам (12.20, 12.21).

При этом:

$$k_1=1-\alpha\beta, \quad (12.26)$$

$$k_2=1/6(1-\alpha^3\beta), \quad (12.27)$$

где $\alpha=a/A$; $\beta=b/B$.

Значения коэффициентов k_1 и k_2 даны в таблице 12.10.

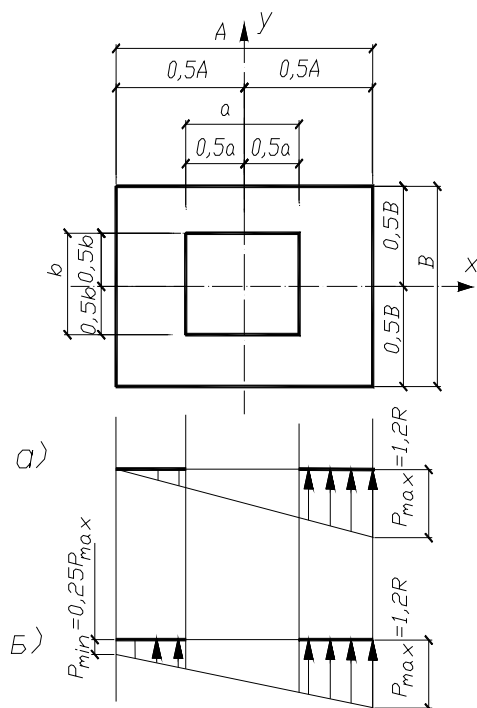
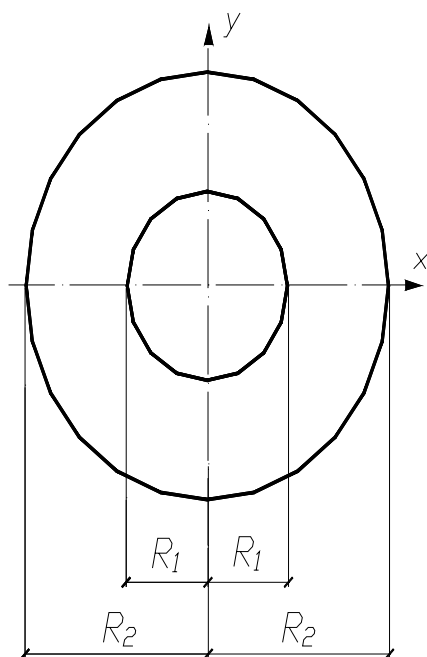


Рисунок 12.21 – Форма подошвы фундамента

Таблица 12.10 – Значения коэффициентов k_1 и k_2

α	$\beta=0,3$		$\beta=0,35$		$\beta=0,4$	
	k_1	k_2	k_1	k_2	k_1	k_2
1	2	3	4	5	6	7
0,3	0,91	0,165	0,895	0,165	0,88	0,165
0,35	0,895	0,165	0,878	0,164	0,86	0,164
0,4	0,88	0,164	0,86	0,163	0,84	0,162
0,45	0,865	0,162	0,843	0,161	0,82	0,161
0,5	0,85	0,16	0,825	0,159	0,80	0,158
0,55	0,835	0,158	0,808	0,157	0,78	0,156
0,6	0,82	0,156	0,79	0,154	0,76	0,152
0,65	0,805	0,153	0,773	0,151	0,74	0,148
0,7	0,79	0,15	0,755	0,147	0,72	0,144
α	$\beta=0,45$		$\beta=0,5$		$\beta=0,55$	
	k_1	k_2	k_1	k_2	k_1	k_2
0,3	0,865	0,165	0,85	0,164	0,835	0,164
0,35	0,843	0,164	0,825	0,163	0,808	0,163
0,4	0,82	0,162	0,8	0,161	0,78	0,161
0,45	0,798	0,16	0,775	0,159	0,753	0,158
0,5	0,775	0,157	0,75	0,156	0,725	0,155
0,55	0,753	0,154	0,725	0,153	0,698	0,151
0,6	0,73	0,15	0,7	0,149	0,67	0,147
0,65	0,708	0,146	0,675	0,144	0,643	0,142
0,7	0,685	0,141	0,65	0,138	0,615	0,135

α	$\beta=0,6$		$\beta=0,65$		$\beta=0,7$	
	k_1	k_2	k_1	k_2	k_1	k_2
1	2	3	4	5	6	7
0,3	0,82	0,164	0,805	0,164	0,79	0,164
0,35	0,79	0,162	0,773	0,162	0,755	0,162
0,4	0,76	0,16	0,74	0,16	0,72	0,159
0,45	0,73	0,158	0,708	0,157	0,685	0,156
0,5	0,7	0,154	0,675	0,153	0,65	0,152
0,55	0,67	0,15	0,643	0,149	0,615	0,147
0,6	0,64	0,145	0,61	0,143	0,58	0,142
0,65	0,61	0,139	0,578	0,137	0,135	0,135
0,7	0,58	0,132	0,545	0,12	0,51	0,127



Для фундаментов с кольцевой (круглой) формой подошвы (рис. 12.22) размеры определяются по формулам:

– для случая $p_{max}=1,2R$ и $p_{min}=0$ (рис. 12.22, а)

$$R_2 = k_1 e_x / k_2, \quad (12.28)$$

– для случая $p_{max}=1,2R$ и $p_{min}=0,25p_{max}=0,3R$ (рис. 12.22, б)

$$R_2 = 5k_1 e_x / (3k_2), \quad (12.29)$$

при этом

$$k_1 = 3,1416(1 - \alpha^2), \quad (12.30)$$

$$k_2 = 0,785(1 - \alpha^4), \quad (12.31)$$

где $\alpha = R_1/R_2$.

Значения коэффициентов k_1 и k_2 приведены в таблице 12.11.

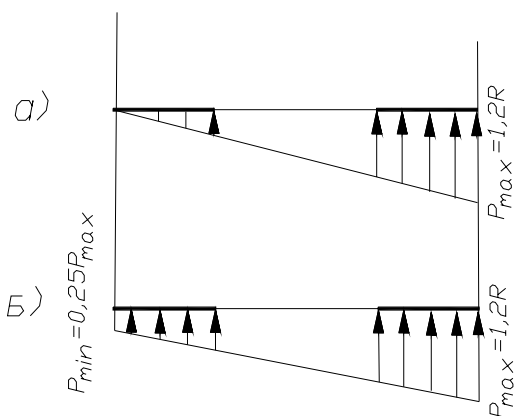


Рисунок 12.22 – Кольцевая форма подошвы фундамента

Таблица 12.11 – Значения коэффициентов k_1 и k_2

k_i	α									
	0	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7
k_1	3,142	2,859	2,757	2,639	2,505	2,356	2,191	2,011	1,814	1,602
k_2	0,785	0,783	0,774	0,765	0,753	0,736	0,714	0,684	0,645	0,597

б) В одном направлении. Существует ряд сооружений, фундаменты которых воспринимают односторонние изгибающие моменты (подпорные стенки, фундаменты под арочные конструкции и др.). В этом случае применение фундаментов с симметричным вырезом возможно, однако, наиболее рационально использование фундаментов с асимметричным размещением выреза.

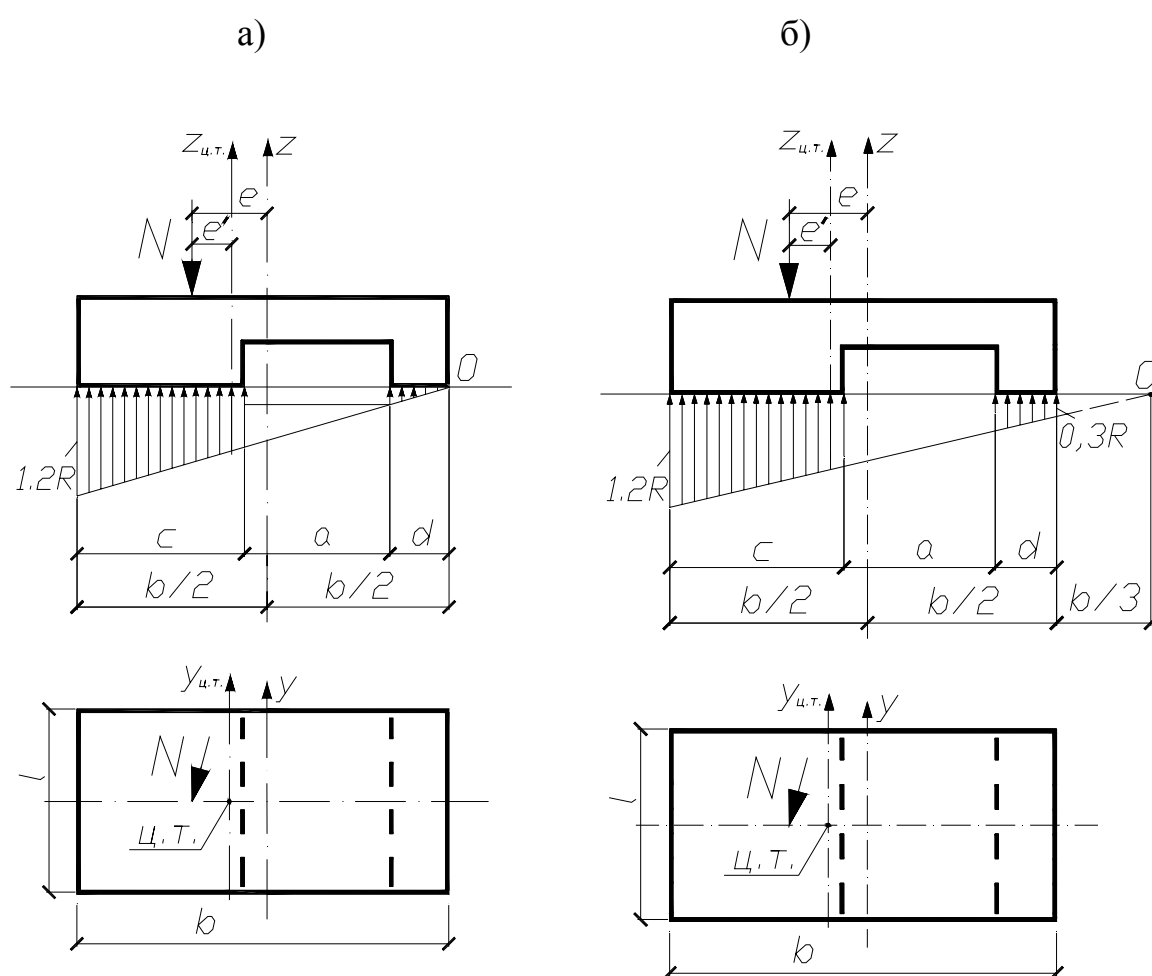


Рисунок 12.23 – Схемы взаимодействия при одностороннем моменте:
а) $p_{max} \leq 1,2R$ и $p_{min} \geq 0$; б) $p_{max} \leq 1,2R$ и $p_{min} \geq 0,3R$ ($p_{min}/p_{max} = 0,25$)

Определение оптимальных размеров таких фундаментов усложняется тем, что несимметричность их подошвы относительно оси y приводит к смещению центра тяжести в направлении действия момента. При этом

оказывается, что для решения поставленной задачи одних уравнений равновесия, как в случае центрально расположенного выреза, недостаточно. Поэтому получено приближенное решение, результаты которого имеют расхождение не более 1% от точного.

При заданных величинах N , R , l и e можно найти минимальную ширину фундамента b_{min} при $p_{max} \leq 1,2R$ и $p_{min} \geq 0$

$$b_{min} = (e + 0,495m) \left[1 + \sqrt{1 + \frac{1}{5} \left(\frac{m}{e + 0,495m} \right)^2} \right], \quad (12.32)$$

где $m = N/lR$; $\bar{N} = 5N/blR$.

$$\bar{a} = 0,804 \left[\sqrt{1 + 1,355(3 - \bar{N})} - 1 \right] \quad (12.33)$$

$$\bar{c} = \frac{1}{2\bar{a}} \left[\sqrt{1 - \frac{\bar{a}}{3} (4 - \bar{a}^3)} - (1 - \bar{a})^2 \right]. \quad (12.34)$$

$$\bar{d} = 1 - \bar{a} - \bar{c}. \quad (12.35)$$

При $p_{max} \leq 1,2R$ и $p_{min} \geq 0,3R$ ($p_{min}/p_{max} = 0,25$) минимальная ширина фундамента с несимметричным вырезом будет равна:

$$b_{min} = \frac{e + 1,33m + \sqrt{(e + 1,33m)^2 - 2m^2}}{1,54}, \quad (12.36)$$

где $\bar{a} = \sqrt{1,78 - 0,45\bar{N}} - 0,29$; $\bar{c} = \frac{8\bar{a} - 3\bar{a}^2 - 5 + \sqrt{3\bar{a}^4 - 28\bar{a} + 25}}{6\bar{a}}$.

В случае ленточного фундамента в формулах (12.32, 12.36) принимается $l=1$ п.м.

Моменты сопротивления сечения в направлении эксцентриситета (левая грань) и обратном направлении (правая грань) соответственно равны:

$$W_{л.гр.} = \frac{lb^2x}{6(1 - \bar{a}^2 - 2\bar{a}\bar{c})}, \quad (12.37)$$

$$W_{пр.гр.} = \frac{lb^2x}{6(1 + \bar{a}^2 - 2\bar{a}(1 - \bar{c}))}, \quad (12.38)$$

где $x = (1 - \bar{a})[\bar{c}^3 + (1 - \bar{a} - \bar{c})^3] + 3\bar{c}(1 - \bar{a} - \bar{c})(1 + \bar{a})^2$; $\bar{a} = a/b$; $\bar{c} = c/b$.

А напряжения под краями фундамента с ограничениями будут иметь вид:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{N}{l(b-a)} + \frac{Ne'}{W_{л.зр.}} \\ \sigma_{min} &= \frac{N}{l(b-a)} - \frac{Ne'}{W_{нр.зр.}} \end{aligned} \right\}, \quad (12.39)$$

$$\text{где } e' = e - \frac{b}{2} \frac{\bar{a}}{(1-\bar{a})} (\bar{a} + 2\bar{c} - 1),$$

Как частный случай для центрально расположенных вырезов $\bar{d} = \bar{c}$ будем иметь:

– при ограничении краевых давлений на основание $p_{max} \leq 1,2R$ и $p_{min} \geq 0$:

$$b_{min} = (e + 0,833m) \left[1 + \sqrt{1 - \frac{1}{3} \left(\frac{1,666m}{e + 0,833m} \right)^2} \right], \quad (12.40)$$

$$\bar{a} = \frac{a}{b} = 1 - \frac{\bar{N}}{3};$$

– при ограничении краевых давлений на основание $p_{max} \leq 1,2R$ и $p_{min}/p_{max} \geq 0,25$:

$$b_{min} = \frac{e + 0,4m + \sqrt{(e + 0,4m)^2 - 0,213m^2}}{0,6}, \quad (12.41)$$

$$\bar{a} = \frac{a}{b} = 1 - \frac{\bar{N}}{3,75}.$$

Важно отметить, что для недопущения отрыва при $p_{min}=0$ или для выполнения условия $p_{min}/p_{max}=0,25$ при единичной длине минимальная ширина фундамента со сплошной подошвой будет соответственно равна $b_{min}=6e$ и $b_{min}=10e$, а в случае фундамента с вырезом она составит соответственно $b_{min}=2e$ и $b_{min}=3,33e$ при расчетном сопротивлении грунта $R \rightarrow \infty$, т.е. будет меньше в 3 раза.

12.7.4.2.2 Фундаменты, воспринимающие моменты в двух взаимно перпендикулярных направлениях

Для конструкций фундаментов с «замкнутой» ленточной прямоугольного очертания в плане подошвой (рис. 12.24) размеры определяются по выражениям:

– для случая $p_{max}=1,5R$ и $p_{min}=0$ (рис. 12.24, а):

$$A = \delta_1 \pm \sqrt{\delta_1^2 - \delta_2}, \quad (12.42)$$

$$B = 2N / (1,5k_1RA), \quad (12.43)$$

где

$$\delta_1 = \frac{k_3 N}{1,5k_1^2 Re_y}; \quad \delta_2 = \frac{2k_3 Ne_x}{1,5k_1 k_2 Re_y} = \delta_1 \frac{2e_x k_1}{k_2};$$

– для случая $p_{max} = 1,5R$ и $p_{min} = 0,25p_{max} = 0,375R$ (рис. 12.24, б):

$$A = \delta_3 \pm \sqrt{\delta_3^2 - \delta_4}, \quad (12.44)$$

$$B = 2N / (1,875k_1RA), \quad (12.45)$$

где $\delta_3 = \frac{0,6k_3 N}{1,875k_1^2 Re_y}; \quad \delta_4 = \frac{2k_3 Ne_x}{1,875k_1 k_2 Re_y} = \delta_3 \frac{10e_x k_1}{3k_2}.$

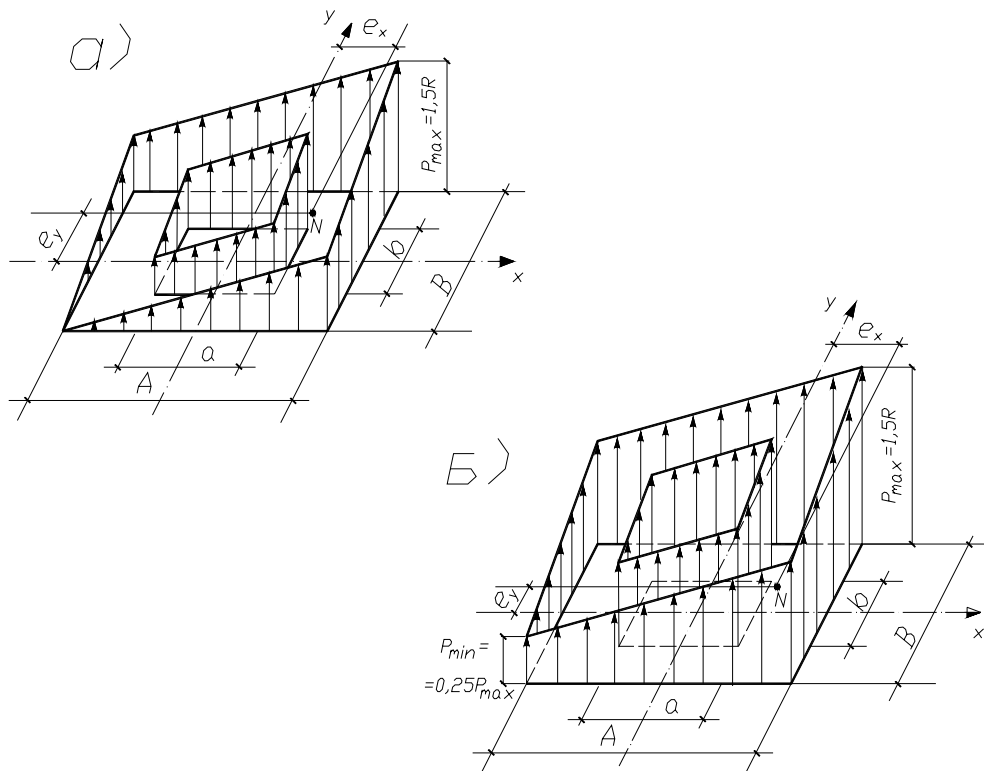


Рисунок 12.24 – Форма фундамента с замкнутой ленточной прямоугольного очертания в плане подошвой

Входящие в расчетные формулы коэффициенты k_1 , k_2 и k_3 принимают по таблице 12.10 в зависимости от значений $\alpha = a/A$ и $\beta = b/B$.

Профессором И. Я. Лучковским предложены конструкции прямоугольного фундамента с эллиптическим вырезом по подошве при $M_x \neq M_y$ и, как частный случай - квадратный с круглым вырезом при $M_x = M_y$. Рассмотрим в качестве примера фундамент, нагруженный вертикальной силой и моментами M_x и M_y . При этом рассмотрим случай, когда $M_x = M_y$.

Согласно норм напряжения под фундаментом должны иметь эпюру, представленную на рисунке 12.25.

При этом будет:

$$N = 0.9RB^2; \quad M = M_x = M_y = 0.3RB^3/6; \quad e = e_x = e_y = M_x/N = B/18.$$

При сохранении величины N и увеличении M , а также соответственно e , необходимо увеличивать площадь фундамента. При этом среднее напряжение под подошвой фундамента уменьшается, что приводит к неполному использованию несущей способности грунта.

Образующийся резерв можно использовать, снизив площадь фундамента и незначительно уменьшив момент сопротивления подошвы фундамента. Из сопротивления материалов известно, что из всех геометрических фигур, симметричных относительно ортогональных осей, при равной площади, наименьшим моментом инерции обладает круг. Следовательно, сделав вырез из подошвы фундамента в виде круга, мы получим подошву меньшей площади с незначительно измененными моментами инерции и сопротивления.

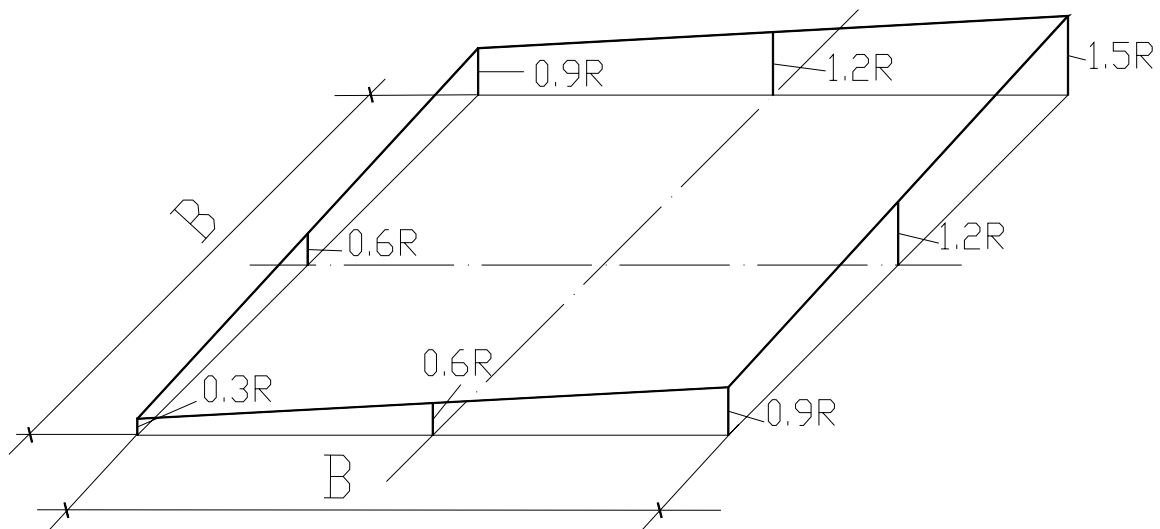


Рисунок 12.25 – Нормируемое распределение напряжений под подошвой фундамента

Определим усилия, воспринимаемые фундаментом такой формы при распределении контактных давлений в соответствии с эпюрой (рис. 12.25). Геометрические характеристики подошвы фундамента (рис. 12.26) равны:

$$F = B^2(1 - \pi\beta^2/4); \quad I_x = I_y = B^4/12(1 - 3\pi\beta^4/16).$$

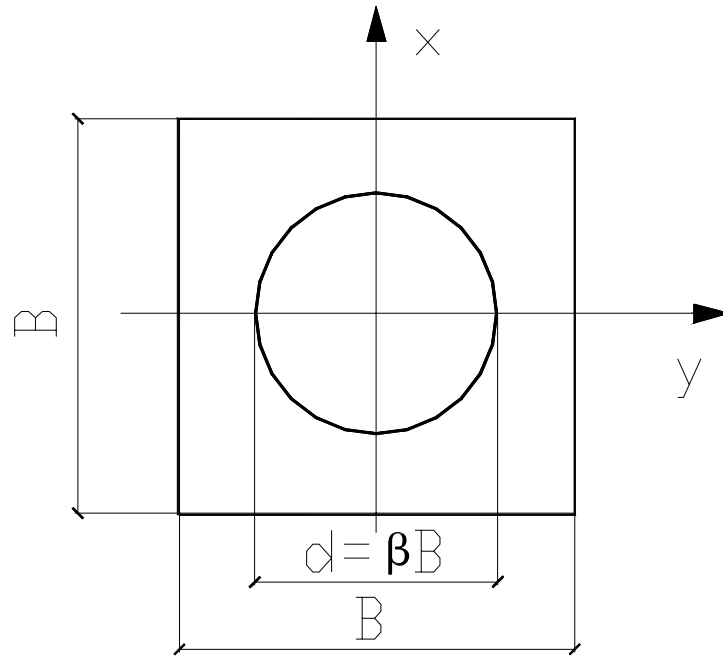


Рисунок 12.26 – Форма подошвы фундамента

Тогда усилия, передаваемые на фундамент, будут иметь вид:

$$N = 0.9RB^2(1 - \pi\beta^2/4); \quad M = 0.3R\frac{B^3}{6}(1 - 3\pi\beta^4/16); \quad e = \frac{B(1 - 3\pi\beta^4/16)}{18(1 - \pi\beta^2/4)}.$$

Получим:
$$B = 18e\frac{(1 - \pi\beta^2/4)}{(1 - 3\pi\beta^4/16)}, \quad \frac{N}{Re^2} = 18^2 0.9 \frac{(1 - \pi\beta^2/4)^3}{(1 - 3\pi\beta^4/16)^2}.$$

Из двух последних выражений можно получить функции:

$$\beta = f_\beta \frac{N}{Re^2}, \quad (12.46)$$

$$B = ef_B \frac{N}{Re^2}, \quad (12.47)$$

$$d = \beta B = ef_\beta f_B = ef_d \frac{N}{Re^2}. \quad (12.48)$$

Для случая, показанного на рисунке 12.27, геометрические характеристики подошвы фундамента будут иметь вид:

$$F = B^2(1 - \frac{\pi - 4\alpha}{4}(tg^2\alpha + 1) - tg\alpha) = B^2 f_\alpha,$$

$$I_x = I_y = \frac{B^4}{12}(1 - 3\frac{\pi - 4\alpha}{16}(tg^2\alpha + 1) - \frac{tg\alpha}{4}(tg^2\alpha + 3)) = \frac{B^4}{12} i_\alpha,$$

$$d = \frac{B}{\cos\alpha}.$$

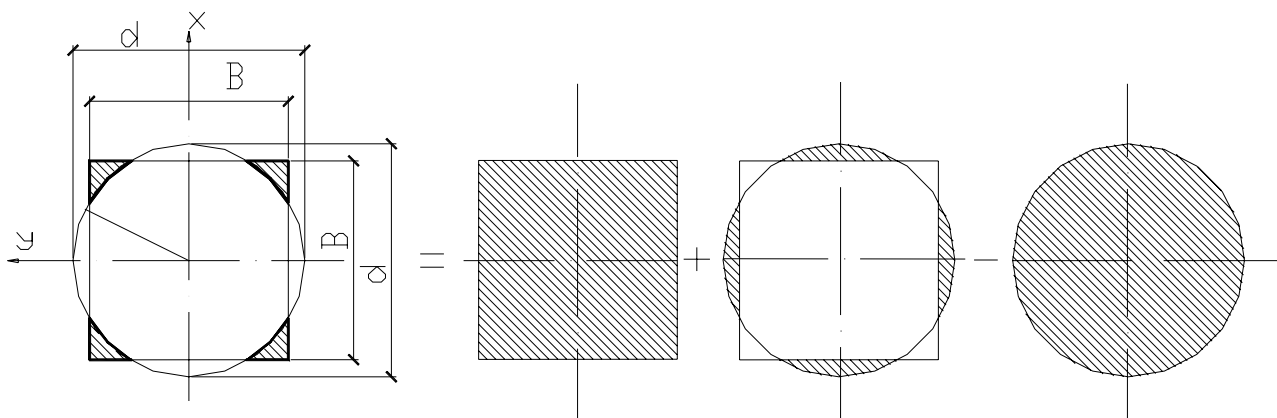


Рисунок 12.27 – Составляющие формы подошвы фундамента

Тогда усилия, передаваемые на фундамент, будут иметь вид:

$$N = 0.9B^2 Rf_{\alpha},$$

$$M = 0.3 \frac{B^3}{6} i_{\alpha},$$

$$e = \frac{B}{18} \frac{i_{\alpha}}{f_{\alpha}}.$$

Получим :

$$B = 18e \frac{f_{\alpha}}{i_{\alpha}},$$

$$\frac{N}{Re^2} = 18^2 0.9 \frac{f_{\alpha}^3}{i_{\alpha}^2}.$$

Из двух последних уравнений можно получить выражения:

$$B = f_B \frac{N}{Re^2}, \quad (12.49)$$

$$d = f_d \frac{N}{Re^2}. \quad (12.50)$$

Теперь рассмотрим случай, когда:

$$M_x = te_y N. \quad (12.51)$$

При этом:

$$0.5 \leq t \leq 1. \quad (12.52)$$

Чтобы сохранить форму эпюры контактных напряжений, следует принять все линейные размеры фундамента вдоль x равными соответствующим размерам вдоль оси y , умноженными на коэффициент t .

Тогда квадратное очертание подошвы фундамента превратится в прямоугольное, а круглый вырез превращается в эллиптический.

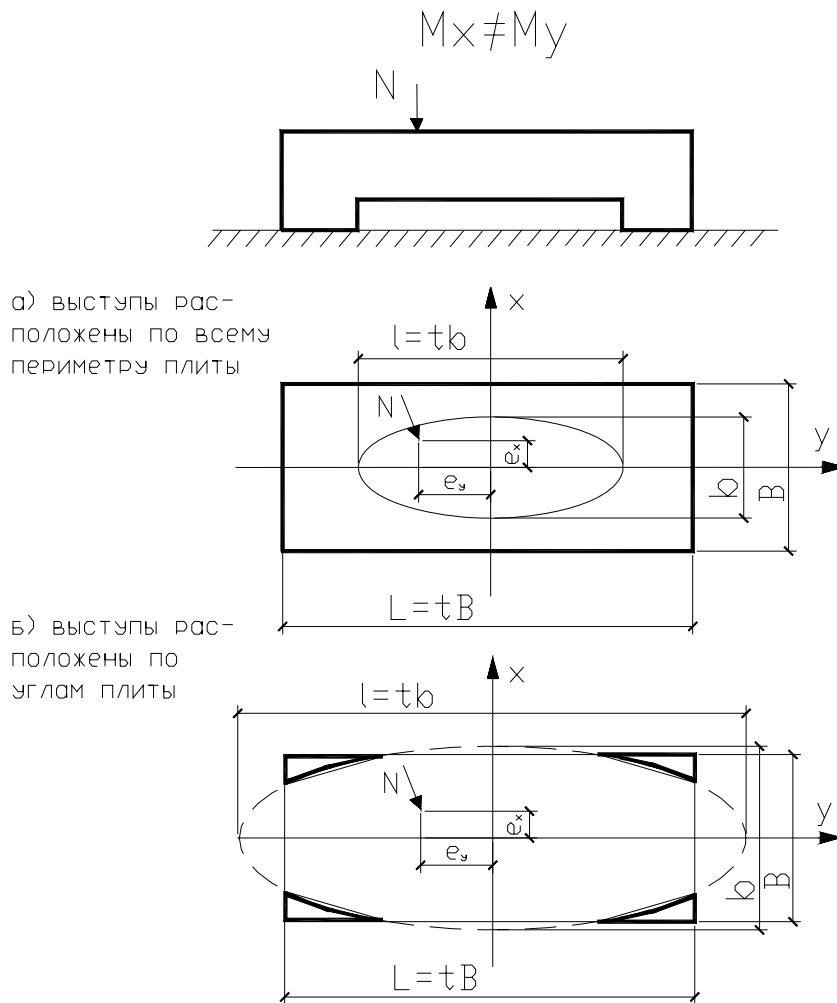


Рисунок 12.28 – Фундамент с эллиптическим вырезом

В соответствии с обозначениями, приведенными на рисунке 12.28, получим:

$$\bar{F} = tF; \quad \bar{I}_x = t^3 I; \quad \bar{I}_y = tI; \quad \bar{e}_y = t\bar{l}_y = te; \quad L = tB.$$

$$N = 0.9RtF; \quad M_y = tM_x = 0.3R \frac{2I_y}{L} = 0.3Rt \frac{I}{B}; \quad M_y = 0.3R \frac{2I_x}{L} = 0.3Rt^2 \frac{I}{B}.$$

Отсюда:

$$\bar{B} = B; \quad \frac{N}{Re_x \bar{e}_y} = \frac{N}{Re^2}; \quad L = t\bar{B}.$$

Тогда для определения размеров элементов фундаментов пригодны формулы (12.47, 12.48, 12.49, 12.50), где в качестве аргумента вместо N/Re^2 будет: $N/Re_x \bar{e}_y$.

На основании проведенных теоретических исследований, по формулам (12.47, 12.48, 12.49 и 12.50) на рисунках 12.29, 12.30 приведена графическая

интерпретация результаты расчетов для определения оптимальных размеров фундаментов с центральными вырезами.

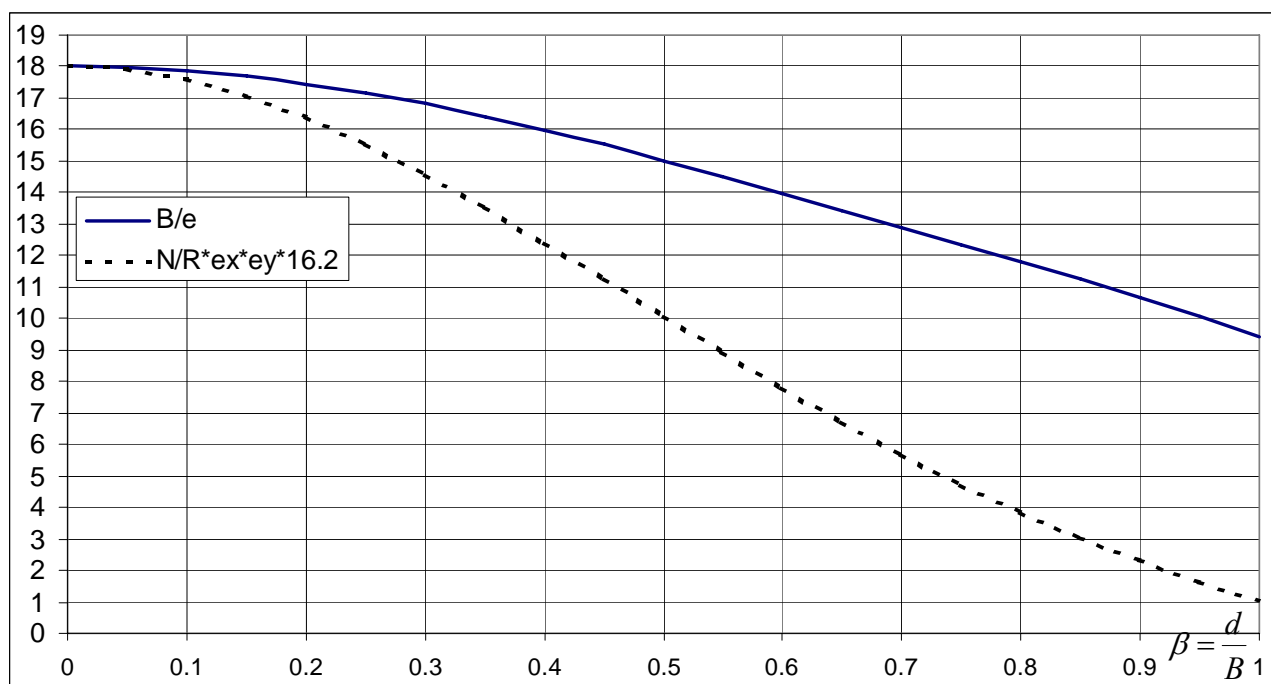


Рисунок 12.29 – Значение функции β при различных аргументах

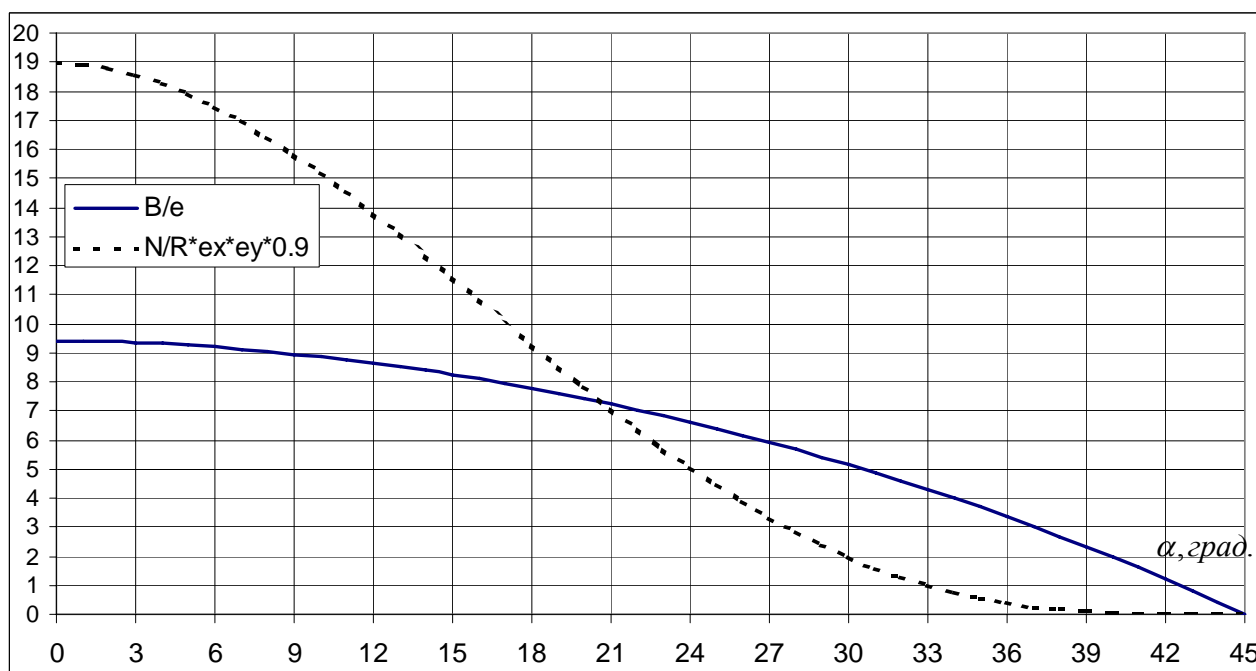


Рисунок 12.30 – Значение функции α при различных аргументах

С помощью графиков рисунков 12.29, 12.30, зная величину $(N/R \cdot e_x \cdot e_y \cdot 16,2)$ или $(N/R \cdot e_x \cdot e_y \cdot 0,9)$ можно сразу определить значения

α , β и B , т.е. получить оптимальные размеры подошвы фундамента с вырезом.

12.7.5 Отдельные фундаменты (конструктивные решения)

Отдельно стоящие фундаменты выполняют под колонны и столбы, а также как опоры для бескаркасных стен главным образом малоэтажных зданий.

Фундаменты колонн каркасных зданий обычно делают ступенчатыми. Такой фундамент состоит из плитной части и подколонника (рис. 12.31, а, б). Способ сопряжения фундамента с колонной предопределяет конструктивные особенности подколонника. Фундаменты под сборные железобетонные колонны выполняют с подколонником стаканного типа. Размеры поперечного сечения стакана зависят от сечения колонны. Глубину стакана назначают исходя из надежной анкеровки колонны в фундаменте. Кроме того, должен быть предусмотрен зазор в 50 мм между днищем, стенками стакана и гранями колонны. Толщина стенок стакана должна быть не менее 150 мм. Минимальную толщину дна стакана определяют из расчета на продавливание колонной, она составляет не менее 200 мм. Для металлических колонн подколонник делают сплошным с анкерными болтами.

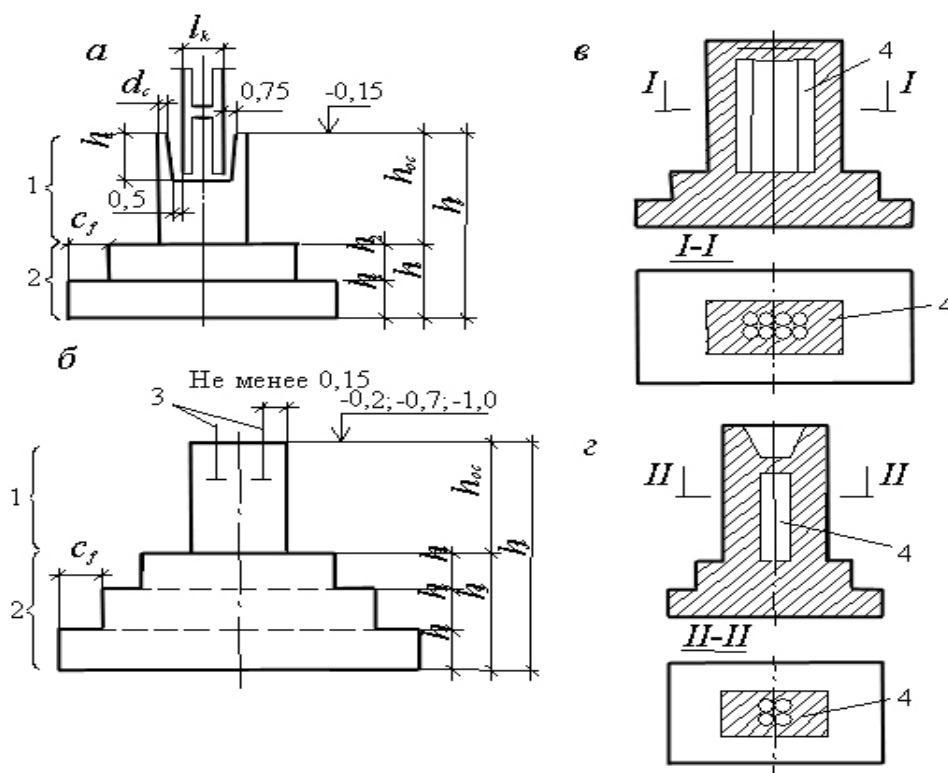


Рисунок 12.31 – Ступенчатые фундаменты: а – под сборную колонну; б – под металлическую колонну; в, г – с пустотообразователями; 1 – подколонник; 2 – плитная часть; 3 – анкерные болты; 4 – картонные пустотообразователи

Высоту плитной части фундамента h_s определяют расчетом на продавливание ее подколонником. В зависимости от h_s назначают количество ступеней, имеющих высоту 300, 450 или 600 мм. Вынос нижней ступени c , рассчитываемой как консоль от давления грунта под подошвой, принимают кратным 100.

Для прямоугольного фундамента (обычно внецентренно-нагруженного) необходимо задаться величиной η (соотношением сторон подошвы фундамента), при этом:

$$b_{i,rect} = \sqrt{F_v / (R_i - \gamma_{c,s} d) \eta} . \quad (12.52.1)$$

Для круглого фундамента диаметр подошвы:

$$b_{i,r} = \sqrt{4F_v / \pi (R_i - \gamma_{c,s} d)} . \quad (12.52.2)$$

При окончательном назначении размеров подошвы фундамента следует принять во внимание указание ДБН В 2.1-10-2009 о том, что расчетное сопротивление грунта основания R в определенных случаях может быть увеличено. Это допускается для фундаментов, конструкции которых улучшают условия совместной работы основания и фундамента. В частности, при использовании ленточных прерывистых фундаментов или фундаментных плит с угловыми вырезами достигается эффект пространственной работы основания. Это учитывается умножением значений R на повышающий коэффициент k_d , зависящий от вида грунтов основания. Увеличение расчетного сопротивления (на 20 %) возможно также в случае, если вычисленная осадка фундамента составит менее 0,4 от предельно допустимой s_u . Однако увеличение расчетного сопротивления и связанное с этим уменьшение размеров подошвы фундамента не должно вызывать осадку более чем на $0,5s_u$.

Габаритные размеры ступенчатых фундаментов определяются, как правило, инженерно-геологическими особенностями площадки, причем прочностные свойства бетона фундамента используют не в полной мере. Снижение расхода материалов достигается за счет применения пустотообразователей (картонных пустотелых вкладышей трубчатого или конусного очертания). При изготовлении фундамента вкладыши устанавливают в подколоннике (рис. 12.31, в, г) и, по возможности, в плитной части, обеспечивая этим экономию бетона от 7 до 20 % - в зависимости от глубины заложения фундамента. Во влажных грунтах применение пустотообразователей ограничено из-за опасности морозного пучения воды в пустотах.

Ступенчатые фундаменты применяют в монолитном, сборном и сборно-монолитном исполнении. Техничко-экономический анализ

показывает, что во многих случаях монолитные отдельные фундаменты оказываются более выгодными, чем сборные. В полной мере преимущества монолитного исполнения фундаментов выявляются при наличии инвентарной опалубки, бетоноукладочного оборудования, а также оборудования по транспортировке бетонной смеси. Однако при определенных условиях целесообразнее применять сборные фундаменты. Они рациональны в следующих случаях:

- а) вес отдельного фундамента не превышает 30...35 кН;
- б) строительство ведется в неблагоприятных климатических условиях;
- в) возведение фундаментов производится в сжатые сроки;
- г) при строительстве ЛЭП, трубопроводов и других подобных сооружений.

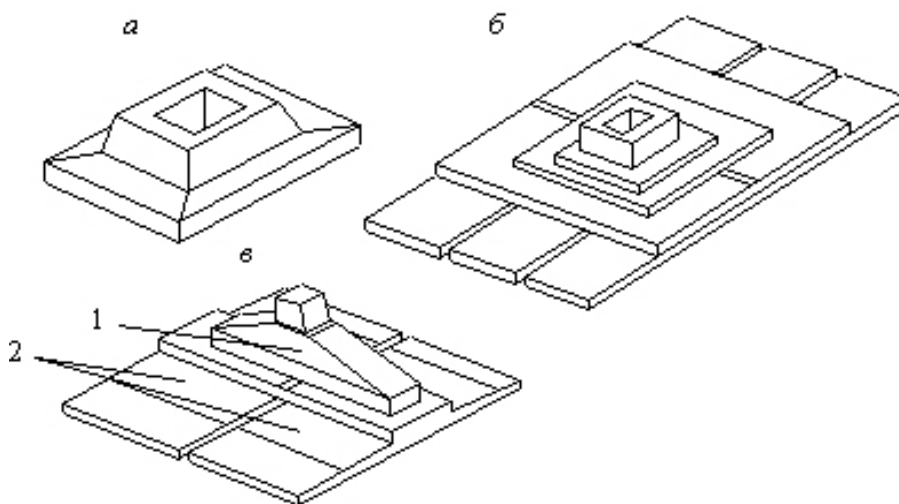


Рисунок 12.32 – Сборные железобетонные фундаменты под колонну:
а - одноблочный; б, в – составные; 1 – траверса; 2 – фундаментные плиты

Сборные фундаменты изготавливают одноблочными и составными (рис. 12.32). Замена одноблочных фундаментов составными обусловлена недостаточной грузоподъемностью кранов или затруднениями в транспортировке, однако технико-экономические показатели составных фундаментов ниже, чем одноблочных.

Отдельный фундамент в сборно-монолитном исполнении для железобетонных сборных колонн состоит из монолитной плитной части и сборного башмака (рис. 12.33, а) или стакана (рис. 12.33, б).

Для тяжелонагруженных металлических колонн одноэтажных промышленных зданий разработана конструкция фундамента, в которой подколонник состоит из плоских сборных плит, выполняющих роль опалубки, и бетонного заполнения (рис. 12.33, в). Сборные плиты заделывают в плитную часть фундамента и крепят друг к другу металлическими тяжами. Характер нагружения и размеры поперечного сечения подколонника позволяют сосредоточить всю рабочую арматуру в сборных плитах, устанавливаемых по двум коротким сторонам

подколонника. По нерабочим сторонам предусматривается деревянная опалубка.

К классу отдельных фундаментов относятся столбчатые фундаменты под малонагруженные стены 1-3-этажных зданий. Такие фундаменты обычно выполняют из бетона, бутобетона, или бутового камня. Размеры подошвы в плане должны быть не менее $0,5 \times 0,5$ м.

В зависимости от свойств грунта основания, размеров используемых фундаментных балок и конструктивных особенностей здания расстояния между столбчатыми фундаментами варьируются от 2 до 12 м (рис. 12.34, а). При шаге фундаментов менее 6 м в качестве фундаментных балок используют железобетонные перемычки (арматура 4...6 Ø 8 А1).

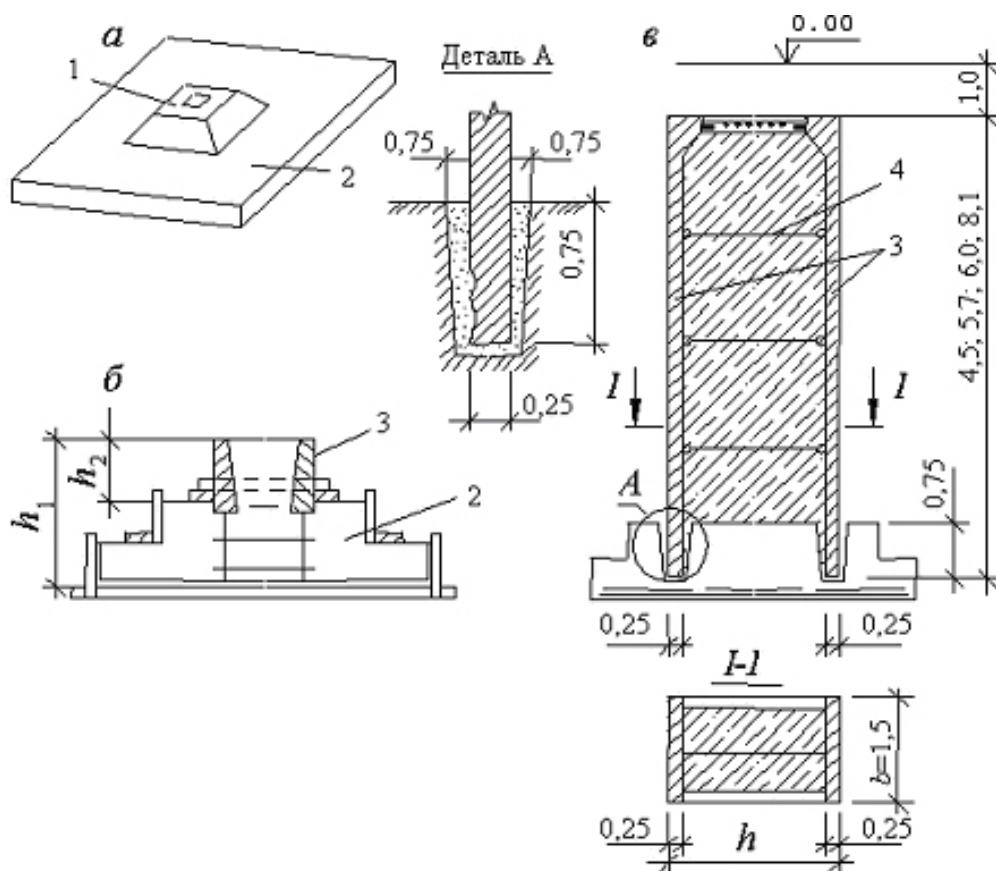


Рисунок 12.33 – Сборно-монолитные фундаменты: а – для сборных колонн здания со связевым каркасом; б – для сборных колонн одноэтажного промышленного здания; в – для стальных колонн промышленного здания; 1 – сборный башмак под колонну; 2 – монолитная плитная часть; 3 – железобетонные плиты; 4 – металлические тяжи

Существуют конструктивные разработки отдельных фундаментов и для стен многоэтажных бескаркасных зданий (рис. 12.34, б). Однако эффективность их применения снижают высокая чувствительность к неравномерным деформациям и большое количество составных элементов.

Для сооружений с наклонными опорными конструкциями, примером которых могут служить элементы трехшарнирной рамы, разработаны сборные фундаменты с наклонной подошвой (рис. 12.35).

Под железобетонную колонну прямоугольного сечения используют сборно-составной фундамент с двухэлементной плитой и сборным подколонником (рис. 12.36).

Нижние плиты укладывают на заранее выполненную песчаную подготовку толщиной 100 мм с зазором 600 мм. При этом расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента определяют как для сплошного фундамента с размерами, равными размерам двухэлементной плиты с зазором. Эксцентрично приложенная нагрузка может быть причиной развития отрицательных краевых напряжений под фундаментом, которые приводят к отрыву части фундаментной плиты от основания. Избежать этого можно посредством устройства анкерных свай, жестко соединенных с фундаментом. Для этого в четырех точках фундамента располагают анкерные сваи.

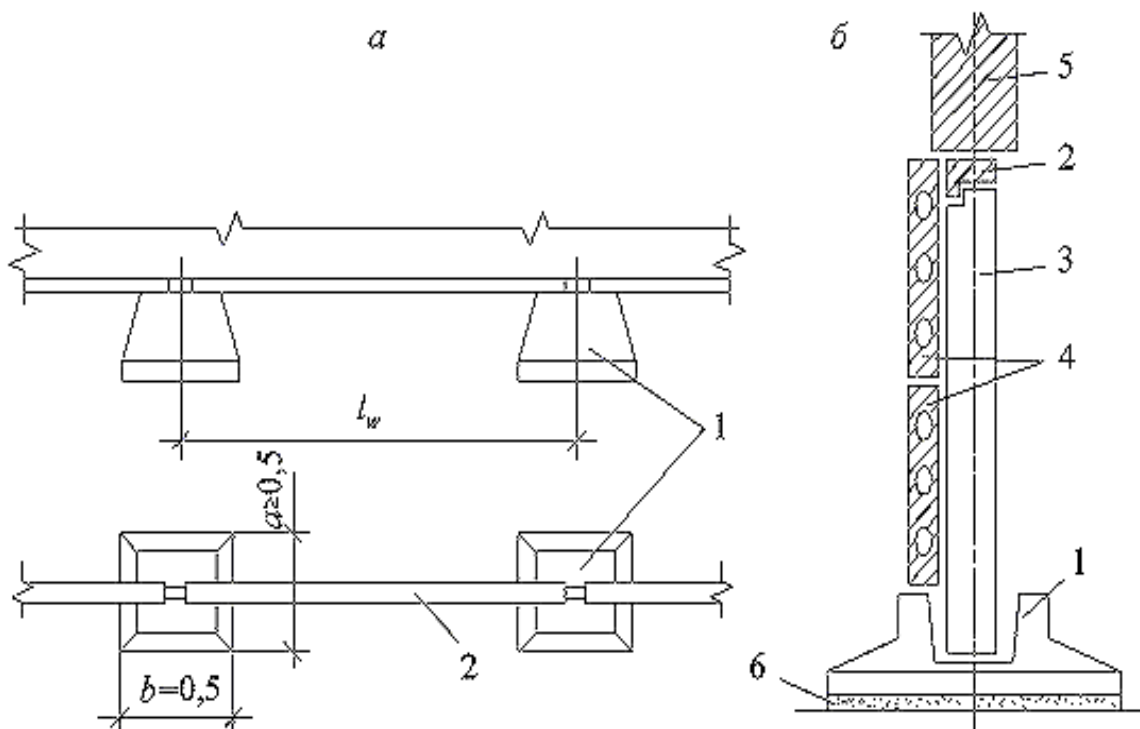


Рисунок 12.34 – Столбчатые фундаменты под стену:

а – в бесподвальных зданиях; *б* – в зданиях с подвалом; 1 – фундамент; 2 – фундаментная балка; 3 – столб; 4 – панели; 5 – стена; 6 – подготовка

Размещают их симметрично относительно плоскости действия момента, а при постоянных моментах их устраивают только с одной стороны фундамента, наиболее удаленной от равнодействующей приложения внешней нагрузки (рис. 12.37).

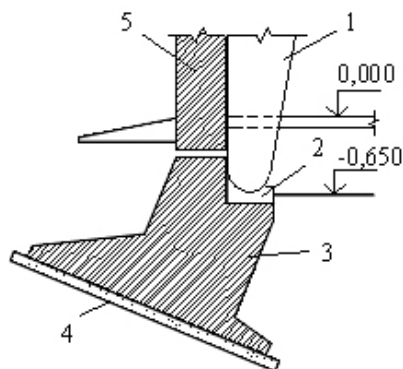


Рисунок 12.35 – Фундамент с наклонной подошвой: 1 – рама; 2 – подбетонка; 3 – фундамент; 4 – подготовка; 5 – стеновая панель

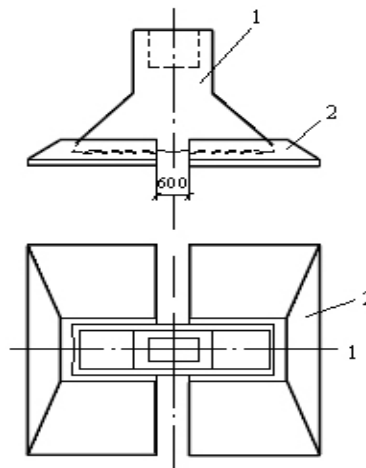


Рисунок 12.36 – Сборный составной фундамент: 1 – подколонник; 2 – плита

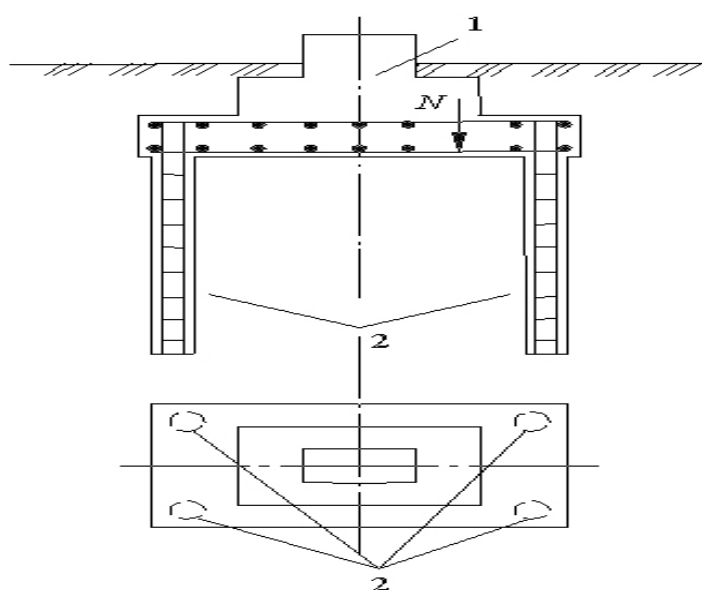


Рисунок 12.37 – Схема фундамента с анкерами: 1 – фундамент; 2 – анкера

Фундаменты с анкерами применяют в различных грунтовых условиях. Устройство анкеров выполняют в такой последовательности: бурение скважины, очистка ее сжатым воздухом, заполнение скважины бетоном на три четверти высоты, установка анкерных стержней, полное заполнение скважины бетоном.

После достижения бетоном необходимой прочности производят натяжение анкерных стержней. В прочных грунтовых основаниях в качестве анкерных устройств применяют также буронабивные сваи. При этом выполняют жесткое соединение арматурного каркаса сваи и фундамента с последующим заполнением скважины литым бетоном. Диаметр таких свай принимают 15-20 см, длина - 2,0-4,0 м. В качестве анкеров используют также забивные железобетонные сваи длиной 5,0-6,0 м. Продольные арматурные стержни в верхней части сваи оголяют, сваривают с каркасом фундамента и

бетонируют. В плотных грунтовых условиях находят применение буробетонные (рис. 12.38) и щелевые (рис. 12.39) фундаменты.

Такие фундаменты требуют предварительно подготовленных полостей, которые устраивают специальным буровым оборудованием, приспособлением для устройства неглубоких полостей сложной конфигурации в плане и по высоте.

Буробетонные фундаменты устраивают путем предварительного бурения ствола на глубину 3,0-5,0 м с последующим разбуриванием полости, вибробетонированием и установкой арматурного каркаса стакана.

В отличие от известных конструкций буробетонные фундаменты включают в работу боковые поверхности, которые воспринимают часть вертикальной нагрузки. Практика устройства таких фундаментов показывает, что их несущая способность увеличивается в 1,5 раза по сравнению с традиционными такой же площади и глубины заложения.

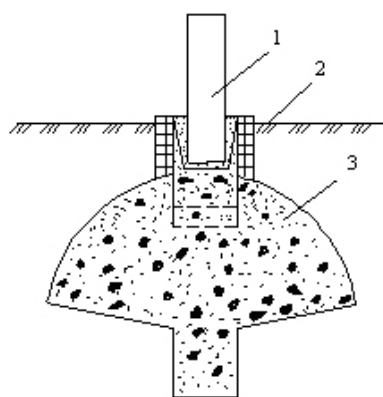


Рисунок 12.38 – Буробетонный фундамент: 1 – колонна; 2 – стакан; 3 – уширенная часть фундамента

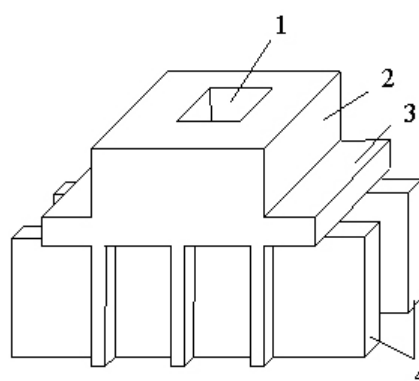


Рисунок 12.39 – Щелевой пространственный фундамент: 1 – стакан; 2 – подколонник; 3 – плитная часть; 4 – вертикальные стенки

В практике строительства фундаментов под колонны, параллельно с квадратной, прямоугольной формой применяют столбчатые крестообразные фундаменты (рис. 12.40). Грунт в зоне вырезов таких фундаментов также участвует в работе, поэтому расчет их основания проводят по внешним габаритам, включая площадь вырезов. Фундаменты сооружений башенного типа (рис. 12.41) выполняют из монолитного железобетона.

К такому типу фундаментов относятся: круглая, многоугольная или кольцевая плита (ростверк), ребристая плита, оболочка, опирающаяся на круглую или кольцевую плиту, коническая оболочка, опирающаяся на грунт.

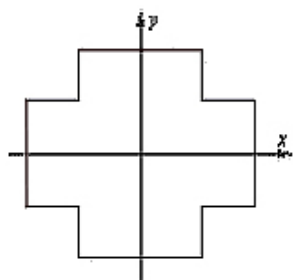


Рисунок 12.40 – Схема крестообразного монолитного фундамента

Такой тип фундаментов применяют для сооружений высотой 100 и более метров в зависимости от грунтовых условий. При недостаточно прочных грунтовых основаниях для таких сооружений применяют кольцевые свайные ростверки. Цилиндрические оболочки как продолжение ствола сооружения являются эффективными монолитными железобетонными конструкциями, выполненными методом "скользящей опалубки". Железобетонную плиту фундамента выполняют из тяжелого бетона марок В20-В30, армированного арматурой стали класса А400с с переходом на канаты или пучки проволоки.

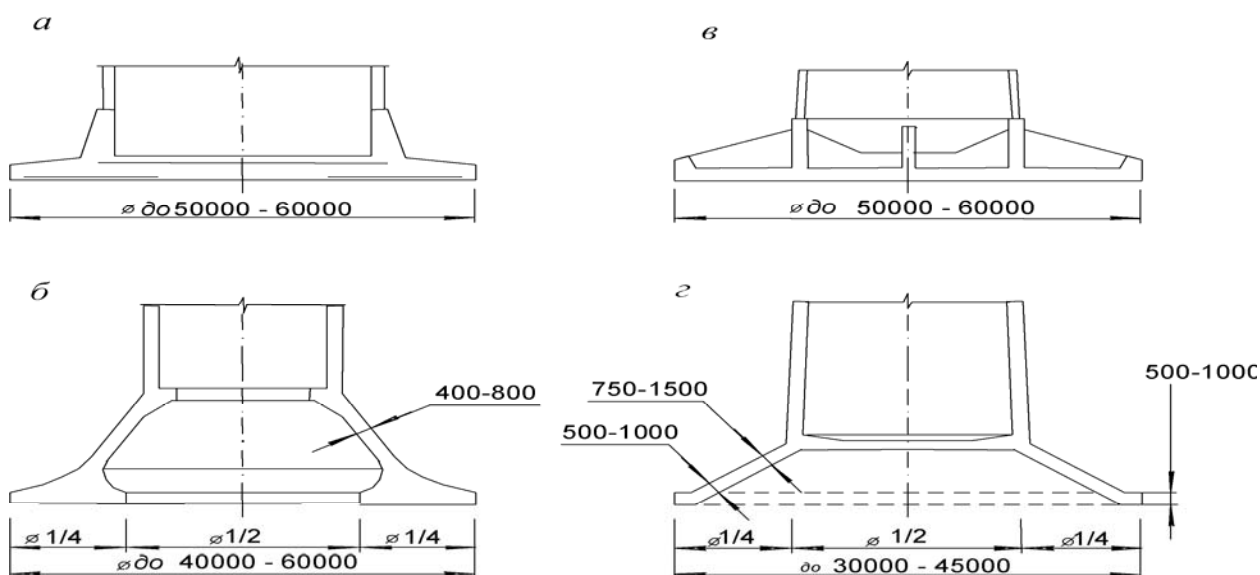


Рисунок 12.41 – Фундаменты под сооружения башенного типа:
 а – круглая кольцевая плита; б – кольцевая плита с конической оболочкой; в – ребристая плита; г – коническая оболочка

12.7.6 Гидроизоляция фундаментов

При капиллярной влаге в грунте, фильтрационных и напорных подземных водах необходимо защищать подземные и надземные строительные конструкции от влажностных воздействий, для чего предусматривают следующие мероприятия: гидроизоляцию; дренаж; использование в качестве материала подземных конструкций специальных бетонов с гидрофобными добавками. Способы устройства гидроизоляции ленточных фундаментов различны. Относительно простая конструкция гидроизоляции при отсутствии напорных подземных вод (рис. 12.42, а). Горизонтальная оклеечная изоляция, укладываемая выше отмостки, защищает стены верхнего строения. Вертикальные поверхности стен подвала или технического подполья, соприкасающиеся с грунтом, обрабатывают обмазочной гидроизоляцией. В уровне подготовки под полы подвала укладывают слой жирного цементно-песчаного раствора.

При уровне подземных вод выше подошвы фундаментов гидроизоляцию устраивают по наружному и внутреннему контуру подземных конструкций, находящихся в зоне контакта с водой.

Наружная гидроизоляция представлена в трех конструктивных вариантах в зависимости от величины напора воды. Во всех вариантах боковое гидростатическое давление воспринимается стенами подвала, а вертикальная оклеечная гидроизоляция защищается от механических повреждений кирпичной стенкой (рис. 12.42, б-г).

Если напор превышает 1000 мм, то гидростатическое давление под полом подвала воспринимается железобетонной плитой, рассчитываемой как балочная плита под давлением равномерно распределенной нагрузки (рис. 12.42, г).

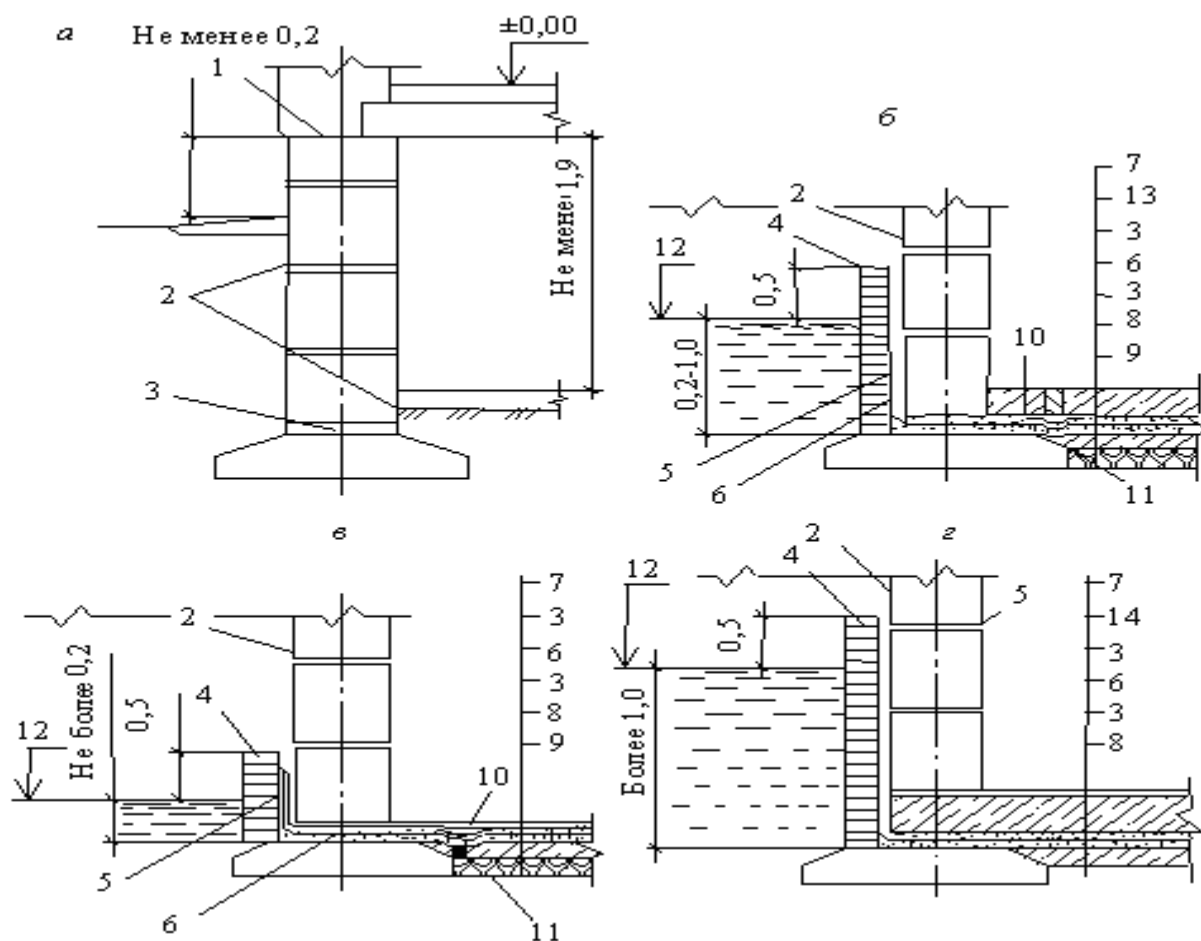


Рисунок 12.42 – Гидроизоляция ленточных фундаментов: а – при уровне подземных вод ниже подошвы фундамента; б – при напоре подземных вод 200...1000 мм; в – при напоре подземных вод до 200 мм; г – при напоре подземных вод свыше 1000 мм; 1 – два слоя толя или гидроизола на битумной мастике; 2 – окраска горячим битумом за два раза; 3 – цементная стяжка из раствора состава 1:2 толщиной 20...30 мм; 4 – защитная стяжка из красного кирпича; 5 – затирка цементным раствором; 6 – оклеечная гидроизоляция; 7 – пол подвала; 8 – бетонная подготовка толщиной 100 мм; 9 – жирная мятая глина; 10 – стеклоткань; 11 – деформационный шов, заполняемый битумом; 12 – расчетный уровень подземных вод; 13 – пригрузочный слой бетона (толщина по расчету); 14 – железобетонная плита (толщина по расчету)

12.7.7 Рекомендации по выбору типа фундамента на естественном основании

Рассматривая возможные типы фундаментов, прежде всего исходят из минимальной глубины их заложения. Грунтовые условия, исходя из их деформируемости и несущей способности, принято условно делить на *удовлетворительные* и *слабые*. Это разделение производят с учетом конкретного сооружения, поскольку оно отражает способность пласта воспринимать определенные нагрузки.

Не рекомендуется использовать в качестве естественных оснований следующие грунты: песчаные рыхлые, пылевато-глинистые текучей консистенции или с коэффициентом пористости, превышающем для супесей $e > 0,7$, суглинков $e > 1,0$ и глины $e > 1,1$, а также илы, заторфованные и насыпные грунты.

Определяя области применения различных типов фундаментов и глубину их заложения, руководствуются следующими рекомендациями:

1. При удовлетворительных грунтовых условиях для большинства жилых и гражданских зданий используют ленточные фундаменты мелкого заложения на естественном основании.

2. Применение плитных фундаментов является экономичным по сравнению с отдельными или ленточными фундаментами, если площадь последних превышает 50-60 % площади застройки здания.

3. Глубина заложения ленточных фундаментов обычно не превышает 5 м.

4. Для многоэтажных крупнопанельных жилых зданий применение ленточных фундаментов ограничивается однородными по сжимаемости основаниями, при которых сочетания показателя изменчивости α_E и среднего модуля деформации \bar{E} , МПа имеют следующие соотношения при:

$$\bar{E} = 7,5 \quad \alpha_E = 1,5;$$

$$\bar{E} = 15 \quad \alpha_E = 2,0;$$

$$\bar{E} = 30 \quad \alpha_E = 3,0.$$

5. При значительных нагрузках (более 5-6 МН на фундамент) глубина заложения отдельных фундаментов под колонны может достигать 8...10 м.

6. Необходимо предусматривать заглубление фундаментов в несущий слой грунта не менее чем на 0,1...0,5 м.

7. Рекомендуется закладывать фундаменты выше уровня подземных вод. При этом исключается необходимость водоотлива и сохраняется естественная структура грунта.

8. При заложении фундаментов ниже уровня подземных вод нужно обеспечить осушение котлована, используя технологическое оборудование, не допускающее механической суффозии, разрыхления, нарушения

естественной структуры грунта. Стоимость возведения фундаментов в открытых котлованах при этом возрастает.

12.8 Исходные данные для проектирования фундаментов мелкого заложения

Для проектирования фундаментов мелкого заложения необходимы следующие исходные данные:

а) нагрузки: вертикальная - F_v и горизонтальная F_h составляющие силы, а также момент в сечении M на уровне обреза фундамента;

б) физико-механические характеристики грунтовых напластований;

в) глубина заложения фундамента. Нагрузки на фундамент F_v , F_h , M вычисляют при расчете надземных конструкций или устанавливают в предположении статической определимости каркаса здания, собирая нагрузки с соответствующих грузовых площадей.

Физико-механические характеристики грунтов определяют по данным лабораторных и полевых испытаний. В расчет вводят также расчетные характеристики грунтов. В некоторых условиях деформативные и прочностные параметры грунтов принимают по данным статистически обоснованных таблиц.

Необходимую глубину заложения фундаментов назначают на основании анализа характера грунтовых напластований, особенностей сооружения и данных о сезонных изменениях объема грунтов.

12.9 Определение размеров подошвы фундамента

12.9.1 Критерии выбора размеров подошвы фундамента

Размеры подошвы фундамента зависят от физико-механических свойств грунтов оснований, характера нагрузок и особенностей несущих конструкций зданий, передающих эти нагрузки на фундамент.

Критерии выбора размеров подошвы фундамента основываются прежде всего на требованиях расчета оснований по предельным состояниям. Согласно ДБН В 2.1-10-2009 расчет осадок осуществляют в предположении линейной деформируемости основания, которая реализуется при выполнении таких условий:

а) для центрально-сжатых фундаментов:

$$p \leq R, \quad (12.53)$$

б) для внецентренно-сжатых фундаментов при действии изгибающего момента относительно каждой оси подошвы фундамента:

$$p_{max} \leq 1,2 R, \quad (12.54)$$

в) для угловой точки внецентренно-нагруженного фундамента:

$$p_{max,c} \leq 1,5 R, \quad (12.55)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента от внешних нагрузок; p_{max} – максимальное краевое давление на грани подошвы фундамента от внешних нагрузок; $p_{max,c}$ – максимальное давление в угловой точке подошвы фундамента; R – расчетное сопротивление грунта основания.

Кроме того, установлены определенные ограничения для соотношения краевых давлений p_{max} / p_{min} на гранях подошвы внецентренно-нагруженного фундамента в зависимости от характера нагрузок. Различают следующие случаи (рис. 12.43):

а) для фундаментов колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 750 кН и выше, а также для фундаментов колонн открытых крановых эстакад при кранах грузоподъемностью выше 150 кН, для сооружений башенного типа и для всех видов зданий в случае оснований с расчетным сопротивлением $R < 0,15 \text{ МПа}$ размеры подошвы фундаментов рекомендуется назначать такими, чтобы эпюра контактных давлений была трапецевидной с соотношением краевых давлений:

$$p_{min} / p_{max} \geq 0,25, \quad (12.56)$$

б) в большинстве случаев допускается треугольная эпюра, но без отрыва подошвы фундамента от грунта, т.е. условие:

$$p_{min} = 0 \text{ или } p_{min} / p_{max} \geq 0, \quad (12.57)$$

в) иногда (например, в стесненных условиях производства работ, при действии монтажных нагрузок) допускается двузначная эпюра давлений, что делает возможным отрыв подошвы фундамента; при этом должно соблюдаться неравенство:

$$|p_{min} / p_{max}| \leq 0,25. \quad (12.58)$$

12.10 Расчетные зависимости

Исходя из линейного распределения давлений под подошвой фундамента (рис. 12.43), используют следующие формулы для определения среднего и краевых давлений:

– среднее давление определяют:

$$p = \gamma_{c,s} d_I + F_v / A, \quad (12.59)$$

где $\gamma_{c,s}$ – усредненный удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах; обычно $\gamma_{c,s} = 20 \text{ кН} / \text{м}^3$; d_I – глубина заложения фундамента; F_v – результирующая вертикальная сила на обресе фундамента;

A – площадь подошвы фундамента.

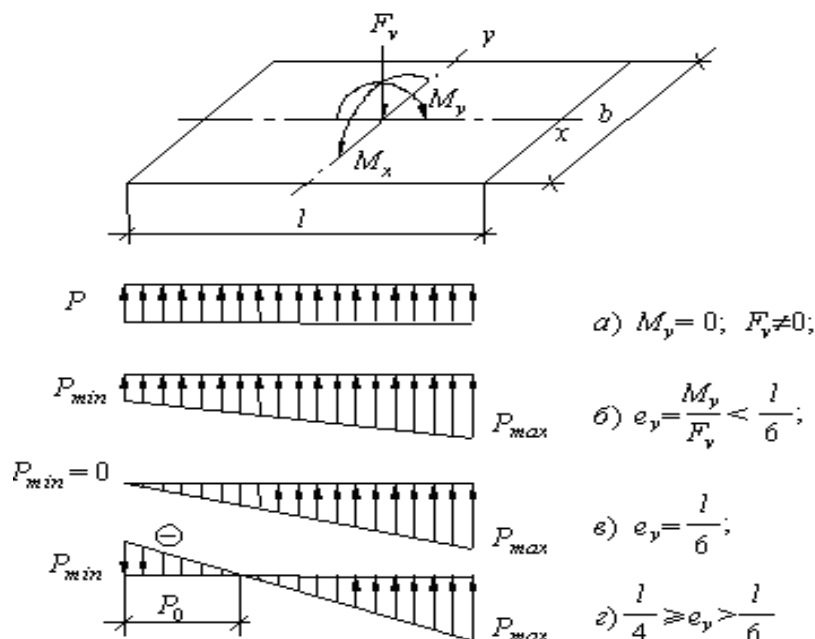


Рисунок 12.43 – Схема сил и эпюры давлений по подошве фундамента при действии центральной и внецентренной нагрузок

– краевые давления определяют по известной из сопротивления материалов формуле:

$$p_{\max} = p \pm M_x / W_x \pm M_y / W_y, \quad (12.60)$$

\min

где W_x и W_y – соответственно моменты сопротивления подошвы фундамента относительно осей y и x (рис.12.43).

Для фундаментов:

– прямоугольных :

$$W_x = b^2 l / 6, \quad (12.61)$$

$$W_y = l^2 b / 6, \quad (12.62)$$

– круглого:

$$W = \pi r^3 / 4, \quad (12.63)$$

– ленточного :

$$W = b^2 / 6. \quad (12.64)$$

Если допускается отрыв подошвы фундамента, то максимальное краевое давление $p_{\max, l}$ (для момента вдоль стороны l) определяется по формуле:

$$p_{\max, l} = 2F_{v, b} / 3bl_o, \quad (12.65)$$

где $F_{v, b}$ – суммарная вертикальная нагрузка на уровне подошвы фундамента; l_o – длина зоны отрыва ($l_o \leq 0,25l$, что следует из формулы (12.58)).

Расчетное сопротивление грунта основания R , определяемое по формуле (Е.1) ДБН В 2.1-10-2009 (Додаток Е), характеризует предельный уровень напряжений в грунте, при котором основание еще можно считать линейно-деформируемой средой. Эта формула для практических расчетов имеет вид:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (12.66)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – соответственно коэффициенты условий работы грунтового основания и здания во взаимодействии с основанием (табл. 12.12); k – коэффициент, учитывающий способ определения прочностных характеристик грунта под подошвой φ_{II} и c_{II} ; M_{γ} , M_q , M_c – коэффициенты, зависящие от значения угла внутреннего трения φ_{II} грунта под подошвой фундамента (табл. 12.13); k_z – коэффициент, зависящий от размера подошвы фундамента; b – ширина подошвы фундамента; γ_{II} и γ'_{II} – осредненные расчетные значения удельного веса грунтов, залегающих соответственно ниже и выше подошвы фундамента; c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта под подошвой фундамента; d_1 – расчетное значение глубины заложения фундамента; d_b – расчетное значение глубины подвала.

Таблица 12.12 – Коэффициент условий работы γ_{c1} и γ_{c2} при определении расчетного сопротивления грунта основания

Грунты	γ_{c1}	γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0
Примечания:			
1. Для зданий с гибкой конструктивной схемой $\gamma_{c2} = 1$.			
2. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяют интерполяцией.			

Таблица 12.13 – Безразмерные коэффициенты M_γ, M_q, M_c при определении расчетного сопротивления грунта основания

Расчетное значение угла внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты			Расчетное значение угла внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,66	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,19	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,90	4,65	7,14
5	0,08	1,31	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,24	7,67
7	0,12	1,47	3,81	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,90	31	1,24	5,97	8,25
9	0,16	1,63	4,05	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,78	8,87
11	0,20	1,83	4,29	34	1,55	7,21	9,21
12	0,23	1,94	4,42	35	1,67	7,69	9,59
13	0,25	2,05	4,56	36	1,81	8,25	9,98
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,84	10,38
15	0,32	2,29	4,85	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	39	2,28	10,10	11,26
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,84	11,74
18	0,43	2,72	5,31	41	2,66	11,63	12,25
19	0,47	2,88	5,48	42	2,87	12,50	12,77
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,50	13,34
21	0,55	3,24	5,84	44	3,37	14,50	13,96
22	0,61	3,44	6,04	45	3,65	15,64	14,64

Подстановка расчетных зависимостей (12.59, 12.60, 12.61) в условия (12.53, 12.54) позволяет решить задачу об определении размеров подошвы фундамента. При этом должны быть удовлетворены требования одного из условий (12.56 – 12.58) о соотношении краевых напряжений под подошвой фундамента.

Вычисления осуществляются следующим образом:

– для центрально нагруженного фундамента выражение (12.60) записывают в виде:

$$A = F_v / (R_i - \gamma_{c,s} d), \quad (12.67)$$

– для ленточного фундамента, который рассчитывается на 1 м длины от нагрузки f :

$$b_i = f / (R_i - \gamma_{c,s} d), \quad (12.68)$$

– для квадратного (обычно центрально нагруженного) фундамента:

$$b_{i,sq} = \sqrt{F_v / (R_i - \gamma_{c,s} d)}. \quad (12.69)$$

12.11 Рекомендации по назначению расчетных параметров при определении ширины подошвы фундамента

Сечение фундамента привязывают к геологическому разрезу (рис. 12.44). В формулу вводят расчетные значения физико-механических характеристик грунта γ_{II} , γ'_{II} , c_{II} и φ_{II} . При отсутствии - пользуются табличными значениями характеристик грунтов.

Таблица 12.14 – Коэффициент k_d , увеличивающий расчетное сопротивление основания, для некоторых видов ленточных фундаментов

Вид ленточного фундамента	Коэффициент k_d для песков (кроме рыхлых) и пылевато-глинистых грунтов при коэффициенте пористости e и показателе текучести I_L		
	$e < 0,5$ $I_L < 0$	$e = 0,6$ $I_L = 0,25$	$e \geq 0,7$ $I_L \geq 0,5$
Прерывистый с прямоугольными плитами	1,3	1,15	1,0
Из плит с угловыми вырезами	1,3	1,15	1,15
<i>Примечание.</i> Для промежуточных значений e и I_L коэффициент k_d принимается по интерполяции.			

Характеристики c_{II} и φ_{II} находят для слоя грунта, расположенного под подошвой фундамента до глубины z_R , которая для фундаментов с шириной подошвы $b < 10$ м равна $z_R = 0,5b$, а для фундаментов с $b \geq 10$ м - $z_R = 4 + 0,1b$.

Если толщина грунтов, расположенных ниже подошвы фундамента или выше ее, неоднородна по глубине, то принимают средневзвешенные значения ее характеристик:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad (12.70)$$

где \bar{X} - средневзвешенное значение какой-либо характеристики грунтов; X_i - значение характеристики i -го инженерно-геологического пласта; h_i - мощность i -го пласта; n - количество геологических пластов выше или ниже подошвы фундамента.

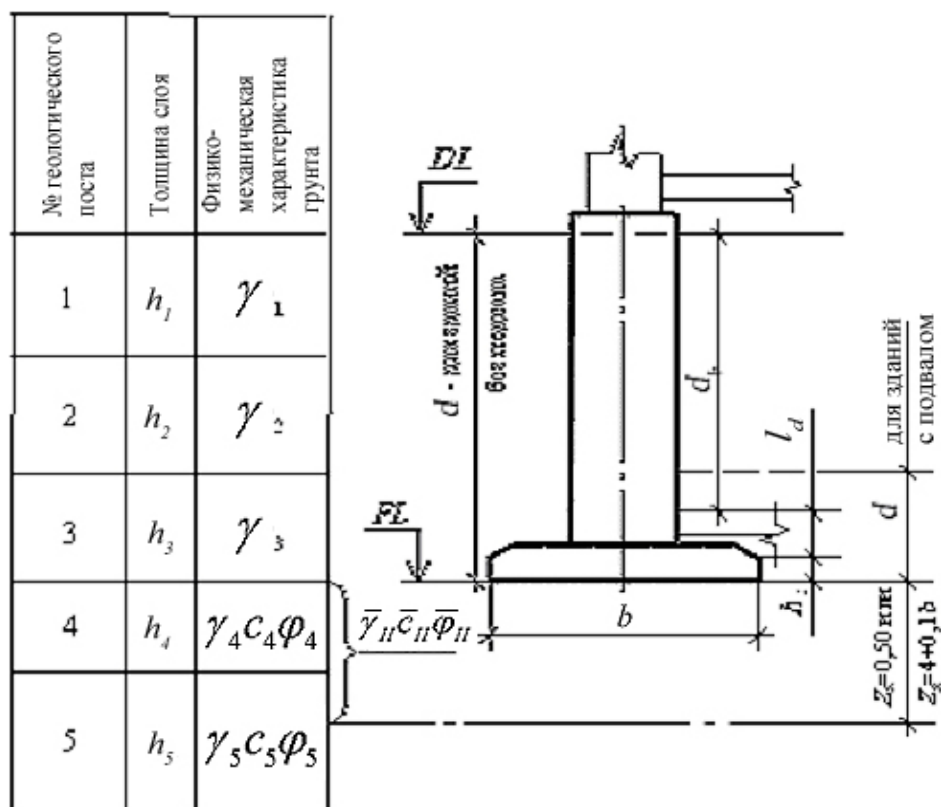


Рисунок 12.44 – Схема определения расчетного сопротивления грунта

Корректирующие коэффициенты. Это коэффициент $k = 1,0$, если расчетные характеристики грунтов определялись по результатам непосредственных испытаний грунтов строительной площадки, и $k = 1,1$, если испытания грунтов не производились, а использовались данные статистически обоснованных в таблицах В.1, В.2, В.3 (додаток В), ДБН В 2.1-10-2009. При $k = 1,1$ расчетные значения физико-механических параметров грунта допускается принимать равными нормативным.

Значения коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{c2} принимают по таблице 12.12. Пользуясь этой таблицей, нужно учитывать следующие рекомендации:

– здания (или сооружения), конструкции которых воспринимают дополнительные усилия от деформаций основания без нарушения эксплуатационной пригодности, называют *зданиями (сооружениями) с жесткой конструктивной схемой*. К ним относятся:

а) здания панельные, блочные, кирпичные, в которых междуэтажные перекрытия опираются по всему контуру на поперечные и продольные стены или только на поперечные при малом их шаге;

б) сооружения башенного типа (например, домны, дымовые трубы);

– здания (сооружения), для которых предусмотрены специальные конструктивные мероприятия, обеспечивающие восприятие дополнительных усилий от деформаций основания, также относятся к зданиям (сооружениям) с жесткой конструктивной схемой.

При промежуточных значениях отношения длины здания (сооружения) L к его высоте H значения коэффициента γ_{c2} для жестких зданий определяют интерполяцией.

К зданиям с *гибкой конструктивной схемой* относят одноэтажные и малоэтажные здания с шарнирным сопряжением элементов каркаса (например, одноэтажные промышленные здания в сборном железобетоне). Для них коэффициент $\gamma_{c2} = 1$.

Коэффициент k_z , зависящий от ширины подошвы фундамента b , назначают равным: $k_z = 1$ при $b < 10 \text{ м}$; $k_z = z_o / b + 0,2$ (здесь $z_o = 8 \text{ м}$) при $b \geq 10 \text{ м}$.

Расчетная глубина заложения фундаментов и расчетная глубина подвала. Для без подвальных зданий глубину заложения фундамента d_I принимают равной расстоянию от планировочной отметки до подошвы фундамента. Для зданий с подвалом при назначении d_I вычисляют приведенную глубину заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала по формуле:

$$d_{I(b)} = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (12.71)$$

где h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала; h_{cf} – толщина конструкций пола подвала; γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала с коэффициентом надежности по грунту $\gamma_g = 1$.

Если $d_{I(b)}$, вычисленное по формуле (12.71), окажется меньше глубины заложения фундамента от уровня планировки d (рис. 12.45, а), то принимают $d_I = d_{I(b)}$. В противном случае, если $d_{I(b)} > d$ (рис. 12.45, б), то берут $d_I = d$.

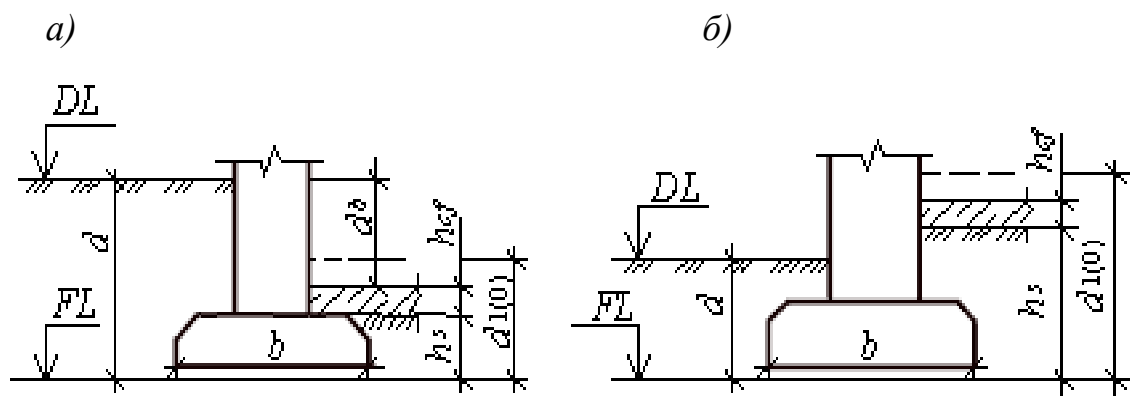


Рисунок 12.45 – Схемы определения расчетной глубины подвальных зданий при: а) - $d > d_{I(b)}$; б) - $d < d_{I(b)}$

Расчетная глубина подвала d_b – это параметр, используемый для оценки уплотняющего эффекта природного давления грунта, который наблюдается даже после разработки котлована под фундаменты. Параметр d_b , увеличивающий расчетное сопротивление, принимают во внимание для зданий шириной $B \leq 20$ м, если $d_{I(b)} < d$ (рис. 12.45, а); при этом d_b назначают равным расстоянию от уровня планировки до пола подвала, но не более 2 м.

Для зданий шириной $B > 20$ м или при $d_{I(b)} > d$ (рис. 12.45, б) $d_b = 0$

12.12 Порядок определения размеров подошвы фундамента

Устанавливают нагрузки на обрезах фундамента: F_v – результирующую вертикальную силу; M_x и M_y – изгибающие моменты относительно осей x и y ; $F_{h,x}$ и $F_{h,y}$ – горизонтальные силы вдоль осей x и y .

Определяют изгибающие моменты на уровне подошвы:

$$M_{x,f} = M_x \pm F_{h,x} d_I, \quad (12.72)$$

$$M_{y,f} = M_y \pm F_{h,y} d_I, \quad (12.73)$$

где d_I – глубина заложения фундамента.

Определяют ширину подошвы b при действии только центральной нагрузки F_v . Расчет выполняют методом последовательных приближений, заполняя схему-таблицу (рис. 12.46).

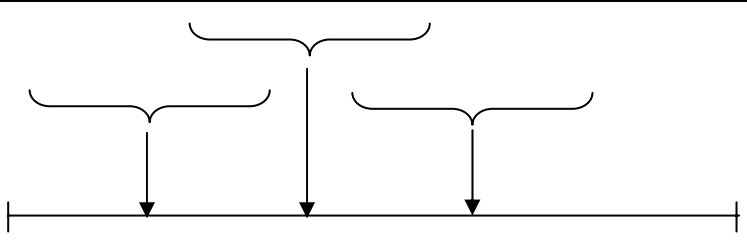
Рассчитываемые параметры	Циклы вычислений				
	I	II	III	IV	и т.д.
Исходные значения R_i	R_0	R_1	R_2	R_3	...
Получаемые значения b_i и R_i по формулам (12.21)–(12.24) и (8.18)	$b_1; R_1$	$b_2; R_2$	$b_3; R_3$	$b_4; R_4$...
 <p>Проверка условия $1 - b_i / b_{i-1} \leq 0,10$</p>					

Рисунок 12.46 – Схема расчета ширины подошвы фундамента методом последовательных приближений

В цикле I в качестве исходного значения R используют R_0 , которое в зависимости от типа фундамента подставляют в одну из формул (12.51, 12.52.1). Получив значение b_1 , подставляют его в формулу (9.18) и определяют R_1 . Для цикла II исходным значением R является R_1 , которое подставляют в одну из формул (12.51-12.52.1), и определяют b_2 . Сравнивают b_1 и b_2 ; если расхождение между ними не превышает 10 %, то ширину подошвы при действии центральной нагрузки принимают равной b_2 . В противном случае вычисления продолжают до тех пор, пока выполнится условие:

$$|1 - b_i / b_{i-1}| \leq 0,10. \quad (12.74)$$

Значения краевых давлений p_{max} p_{min} определяют по формуле (12.60). При невыполнении этих ограничений последовательно увеличивают размеры подошвы фундамента.

12.13 Проверка прочности подстилающего слоя

Основным критерием применимости рекомендуемых ДБН В 2.1-10-2009 методов расчета деформаций является выполнение требования о том, что напряжение в любой точке сжимаемой толщи σ_z не должно превышать расчетное сопротивление грунта R_z :

$$\sigma_z \leq R_z. \quad (12.75)$$

Наличие в пределах сжимаемой толщи менее прочного грунта, чем грунт под подошвой фундамента, вызывает необходимость проверки условия (12.75) на кровле слабого слоя. Давление p_z , передаваемое на кровлю подстилающего слоя, складывается из вертикального от собственного веса грунта напряжения σ_{zg} и вертикального дополнительного напряжения σ_{zp} :

$$\sigma_z = p_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}. \quad (12.76)$$

Расчетное сопротивление грунта на кровле слабого слоя, залегающего на глубине z от уровня дневной поверхности, определяется зависимостью применительно к некоторому условному фундаменту, размеры которого в плане принимаются с учетом линейного распределения дополнительного давления от проектируемого фундамента в уровне кровли слабого слоя. Поэтому площадь подошвы условного фундамента будет:

$$A_z = F_v / \sigma_{zp}, \quad (12.77)$$

где F_v – вертикальная нагрузка, передаваемая на основание проектируемым фундаментом.

Ширину подошвы b_z условного фундамента находят по выражению:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (12.78)$$

где a – определяется размерами подошвы проектируемого фундамента: $a = (l - b)/2$; l и b – соответственно длина и ширина проектируемого фундамента.

Для ленточного фундамента, нагрузка на который собирается на 1 м длины, ширина подошвы условного:

– прямоугольного фундамента:

$$b_z = f / \sigma_{zp}, \quad (12.79)$$

– квадратного фундамента:

$$b_z = \sqrt{A_z}. \quad (12.80)$$

Принимается следующий порядок проверки менее прочного подстилающего слоя:

1. Используя рекомендации, изложенные в описании метода расчета осадок основания послойным суммированием, определяют значения напряжений от собственного веса грунта и дополнительного напряжения на глубине залегания проверяемого слоя.

2. Находят ширину условного фундамента по формулам (12.77, 12.78); для ленточного фундамента используют формулу (12.79), для квадратного – формулу (12.80).

3. Проверяют выполнение условия (12.75).

4. При невыполнении условия (12.75) увеличивают размеры подошвы проектируемого фундамента и проверку слабого подстилающего слоя проводят заново.

12.14 Расчет кренов фундаментов

Основными причинами, вызывающими крен фундаментов, являются: силовые факторы (рис. 12.46); неоднородность грунтовых напластований в пределах подошвы фундамента (рис. 12.47); неравномерная дополнительная осадка, вызванная соседними фундаментами (рис. 12.48).

Расчетные зависимости, по которым определяют крены от действия моментов внешних сил, базируются на решениях по моделям линейно-деформируемого полупространства и линейно-деформируемого слоя конечной толщины. Выбор модели основания зависит от характера грунтовых напластований и размеров подошвы фундамента. Критерии выбора модели те же, что и при выборе метода расчета вертикальных деформаций.

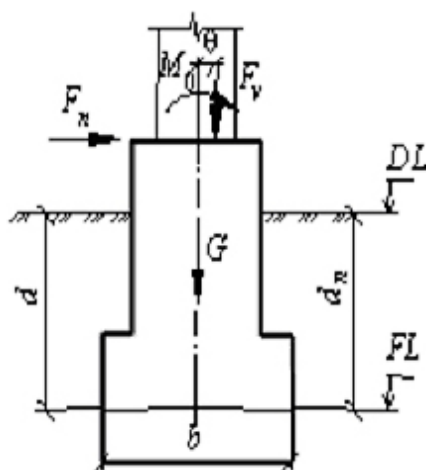


Рисунок 12.46 – Схема силовых факторов на обресе фундамента, вызывающих крен

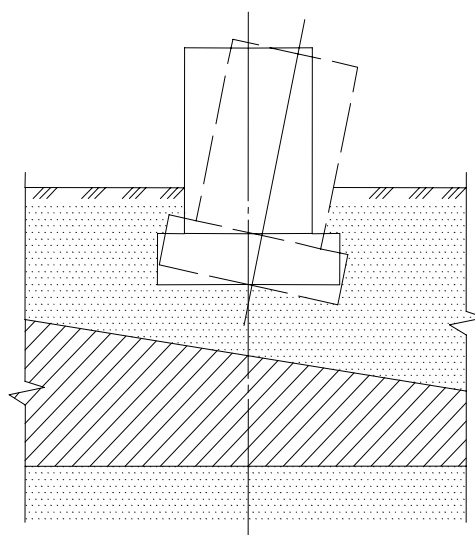


Рисунок 12.47 – Влияние напластования слоев на крен фундамента

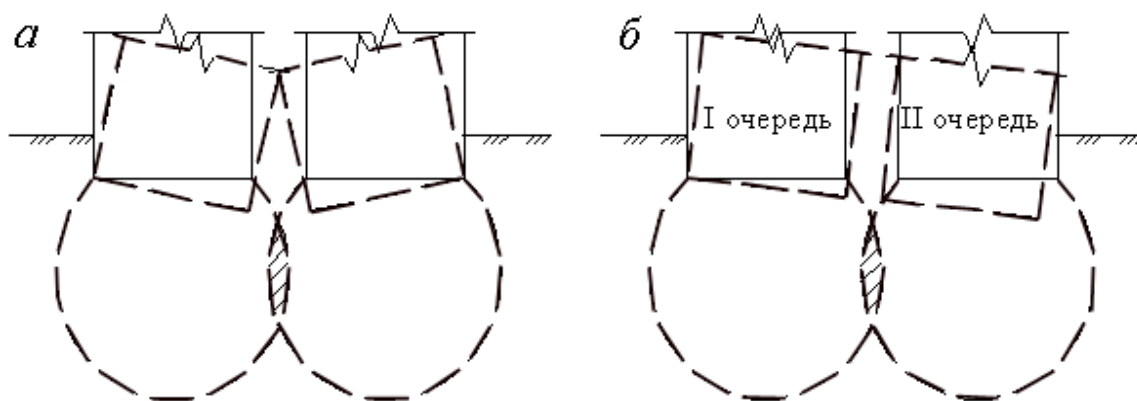


Рисунок 12.48 – Деформации от взаимного влияния расположенных рядом фундаментов: *а* – при одновременном возведении; *б* – при возведении в две очереди

Формулы расчета кренов получены для однородного основания, поэтому в случае слоистой сжимаемой толщи механические характеристики грунта, вводимые в расчет, принимаются средневзвешенными. Расчетные зависимости для обеих моделей основания имеют единообразный вид:

- крен относительно продольной оси прямоугольного фундамента:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{\bar{E}_d k_m} k_l \frac{M_l}{(l/2)^3}, \quad (12.81)$$

- крен относительно поперечной оси прямоугольного фундамента:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{\bar{E}_d k_m} k_b \frac{M_b}{(b/2)^3}, \quad (12.82)$$

– крен круглого фундамента:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{\bar{E}_d k_m} k_d \frac{M_d}{(d/2)^3}, \quad (12.83)$$

где M_l, M_b, M_d – суммарные моменты от силовых факторов, вызывающих поворот относительно соответствующей оси подошвы; d, b, l – соответственно диаметр, бо́льшая и меньшая стороны подошвы фундамента, в направлении которых действует момент от силовых факторов; \bar{E}_d – среднее в пределах сжимаемой толщи значение модуля деформации; $\bar{\nu}$ – среднее в пределах сжимаемой толщи значение коэффициента Пуассона (смотреть формулу 12.84); k_l, k_b – коэффициенты, зависящие от соотношения сторон η подошвы фундамента $\eta = l/b$ и приведенной глубины сжимаемого слоя $\zeta' = 2H/b$ (табл. 12.15, 12.16); при использовании модели линейно деформируемого полупространства значения η и ζ' принимают по графе $\zeta' = \infty$; k_r – коэффициент, зависящий от соотношения мощности сжимаемого слоя к радиусу фундамента $\zeta = H/r$ (табл.12.17); k_m – коэффициент условий работы основания, зависящий от ширины подошвы b , м фундамента (при использовании модели линейно-деформируемого слоя при $10 \leq b \leq 15$ $k_m = 1,35$; при $b > 15$ $k_m = 1,5$; в остальных случаях $k_m = 1$).

Средние в пределах активной зоны значения коэффициента Пуассона $\bar{\nu}$ определяют как средневзвешенные:

$$\bar{\nu} = \sum_{i=1}^n \nu_i h_i / H, \quad (12.84)$$

где ν_i – коэффициент Пуассона для i -го слоя грунта (для крупнообломочного грунта – 0,27, песков и супесей – 0,30, суглинков – 0,35, глин – 0,42); h_i – толщина i -го слоя грунта; n – количество слоев в пределах сжимаемой толщи мощностью H .

Таблица 12.15 – Коэффициент k_l при расчете кренов прямоугольных фундаментов

$\eta = \frac{l}{b}$	k_l при $\zeta' = 2H/b$, равном							
	0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
1,0	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
2,0	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
3,0	0,33	0,56	0,73	0,83	0,95	1,01	1,04	1,17
5,0	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
10,0	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,45	1,56	2,00

Крен фундамента вследствие неравномерной сжимаемости или влияния соседних фундаментов определяют как разность осадок средних или угловых точек противоположных сторон фундамента, отнесенную к расстоянию между точками, в которых следует ожидать осадки:

$$i = (s_1 - s_2) / l, \quad (12.85)$$

где s_1 и s_2 – осадки основания под серединами или углами противоположных сторон подошвы фундамента; l – расстояние между точками, в которых определялись осадки (м).

Таблица 12.16 – Коэффициент k_b при расчете кренов прямоугольных фундаментов

$\eta = \frac{l}{b}$	k_b при $\zeta' = 2H/b$, равном							
	0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
1,0	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43	0,43
1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36
2,0	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28
3,0	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20	0,20
5,0	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12
10,0	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07

Таблица 12.17 – Коэффициент k_r при расчете кренов круглых фундаментов

$\zeta = H/r$	0,25	0,5	1	2	3... ∞
k_r	0,26	0,43	0,63	0,74	0,75

Если основание моделируется линейно-деформируемым полупространством, то осадки s_1 и s_2 определяют методом послойного суммирования с использованием метода угловых точек, позволяющим установить осадку в любой точке поверхности основания. Если основание моделируется линейно-деформируемым слоем, то осадки в заданных средних или угловых точках фундамента находят, используя метод угловых точек при оценке влияния соседних фундаментов.

При наличии нескольких факторов, вызывающих поворот фундамента, полное значение крена определяют суммированием соответствующих величин i_k , получаемых по формулам (12.81-12.83, 12.85):

$$i_{sum} = \sum_{k=1}^n i_k, \quad (12.86)$$

где n - количество факторов, вызывающих крен.

В результате расчета кренов фундамента должно быть обеспечено основное условие расчета по деформациям, которое в данном случае имеет вид:

$$i \leq i_u . \quad (12.87)$$

При определении фактических и назначении предельно допустимых кренов (как при других видах деформаций) необходимо учитывать конструктивные особенности верхнего строения и фундаментов. Важную роль при этом играют жесткость надземных конструкций и способ их соединения с фундаментом. Крен сооружений большой жесткости, которые при взаимодействии с основанием поворачиваются как единое целое (например, элеваторы, башни), а также крен фундаментов, шарнирно соединяемых с верхним строением, определяют без учета перераспределения нагрузок в результате совместной работы основания и сооружения. Крен фундаментов, в которые заделываются вертикальные несущие элементы конечной жесткости (например, колонны, стойки), необходимо рассматривать, учитывая перераспределение нагрузок, вызванных податливостью основания. Предельные значения кренов назначают исходя из несущей способности и допустимой деформативности вертикальных элементов, стыкуемых с фундаментом.

Рассмотренные расчетные формулы по определению кренов фундаментов получены в предположении, что фундамент находится на поверхности деформируемого основания.

ГЛАВА 13

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

В современном строительстве свайные фундаменты нашли широкое применение. Этот вид фундаментов может быть эффективно применен как в надежных грунтовых условиях, так и в случаях, когда несущие слои грунта залегают на значительной глубине.

13.1 Общие положения

Сваи представляют собой погруженные в грунт или устроенные в пробуренных в грунте скважинах тонкие стойки (стержни), назначением которых является передача нагрузки от сооружения на более плотные слои грунта. Группа свай, объединенная сверху (по головам свай) распределительной плитой, называемой *ростверком*, образует свайный фундамент.

Применение этого вида фундаментов позволяет:

- 1) прорезать слабые слои грунта или слои, подверженные размыву, передать нагрузку на более прочный грунт;
- 2) избежать неравномерных осадок как оснований, так и сооружений;
- 3) значительно сократить объем земляных работ;
- 4) обеспечить устойчивость сооружений, подвергающихся действию горизонтальных нагрузок;
- 5) при реконструкции зданий перераспределить давление от них на основание.

По характеру передачи давления строения (здания или сооружения) на основание различают сваи-стойки и сваи трения (висячие).

Сваи-стойки прорезают всю толщу слабых грунтов и опираются на практически несжимаемые слои грунта (скальные, полускальные, крупнообломочные грунты, галька, гравий и др.) (рис. 13.1, *а*).

Так как сваи-стойки опираются на несжимаемый грунт, при загрузке их силой N они практически не получают вертикального перемещения. По этой причине между боковой поверхностью сваи и грунтом отсутствует трение, если не учитывать продольных деформаций самого ствола сваи. В связи с этим принято считать, что сваи-стойки передают давление только через нижнее острие (пятую) и работают как сжатые стержни в упругой среде.

Сваи трения (висячие) (рис. 13.1, *б*) прорезают слабые слои грунта и входят острием (пятой) в плотные грунты. Несущая способность их обеспечивается за счет трения грунта по боковой поверхности (F_f) и сопротивления грунта под острием (пятой) сваи (F_R):

$$F_d = F_R + F_f. \quad (13.1)$$

Рекомендуется погружать острое (пята) висячих свай в плотный слой грунта не менее чем на 1,0-2,0 м.

13.1.1 Виды свайных фундаментов.

В настоящее время известно большое количество типов разновидностей свай, отличающихся по материалу, форме поперечного и продольного сечений, конструкции, способу изготовления и погружения.

Несущую способность свайного фундамента принимают в зависимости от величины и характера передаваемой нагрузки от сооружения. С учетом этих факторов осуществляется подбор длины свай, количество и характер их расположения в плане.

Фундаменты из *одиночных свай* применяют под легкие сооружения (одноэтажные здания), когда нагрузку от колонны или стыка панелей воспринимает одна свая. Иногда сваи являются одновременно колоннами здания. Такие конструкции называют сваями-колоннами.

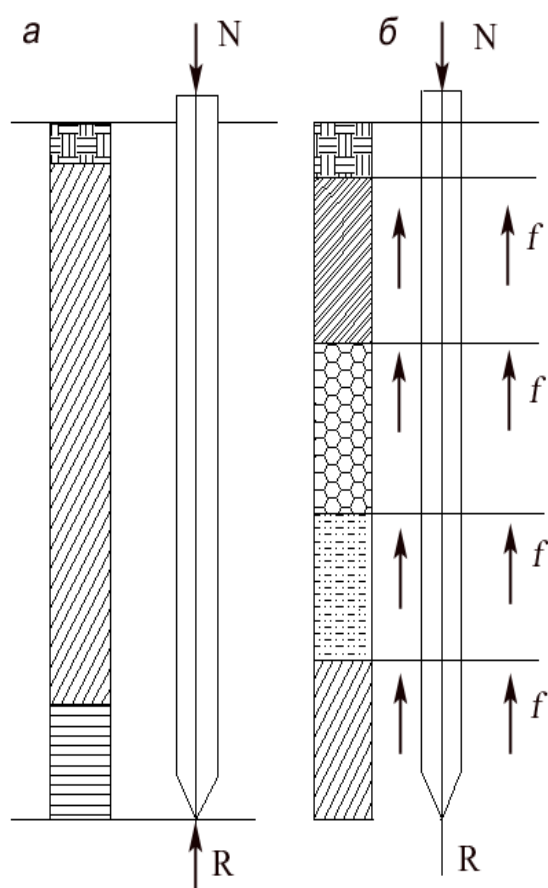


Рисунок 13.1 – Схема работы свай в грунте: а – свая-стойка; б – свая трения

По материалу сваи могут быть: железобетонные, бетонные, деревянные, металлические, грунтовые, комбинированные и др. (рис. 13.4).

По способу погружения сваи делятся на:

- а) *забивные* – изготовленные на заводе, доставленные к месту строительства и погруженные на проектную отметку путем забивки, вибропогружением или другим способом;
- б) *набивные* – устраивают в проектном положении непосредственно на стройплощадке из бетона, песка, глинистого грунта, грунтоцемента и др. ;
- в) *особый вид свай* – камуфлетные, буронабивные и винтовые.

Ленточные свайные фундаменты устраивают под стенами зданий и другими протяженными конструкциями. Различают однорядное и многорядное размещение свай в ленточных ростверках (рис. 13.2, а-в).

Сваи – кусты – это группа свай, расположенная под отдельными конструкциями (например, под колоннами). Минимальное количество свай в кусте – три (рис. 13.2, г, д).

Сплошное свайное поле устраивают для передачи больших внешних нагрузок, когда сваи располагаются в определенном порядке под всем сооружением (рис. 13.2, е) или частью его.

Совместная работа свай под нагрузкой обеспечивается ростверковой плитой, которая объединяет головы свай и обеспечивает распределение нагрузки и приблизительно равномерность осадки.

Различают два типа свайных ростверков: низкий и высокий. *Низкий* располагается ниже, *высокий* – выше уровня *поверхности* грунта (рис. 13.3).

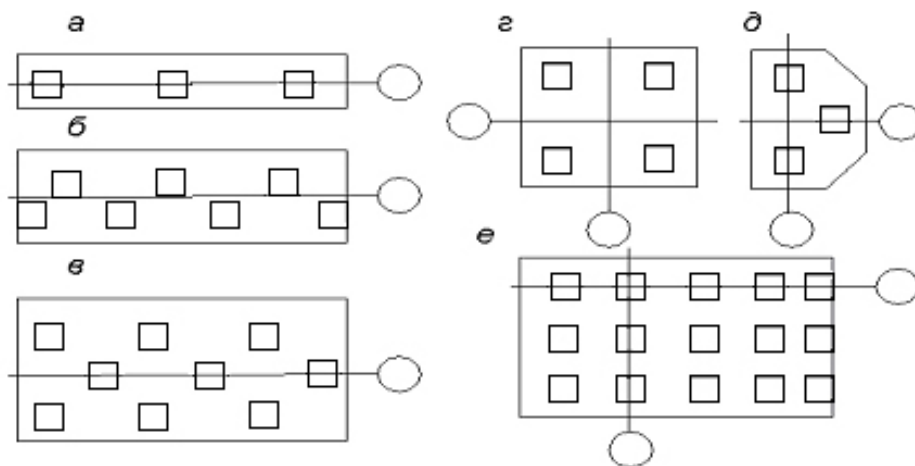


Рисунок 13.2 – Схемы расположения свай в ростверках:
а, б, в – ленточном; г, д – кустовом; е – в виде сплошной плиты

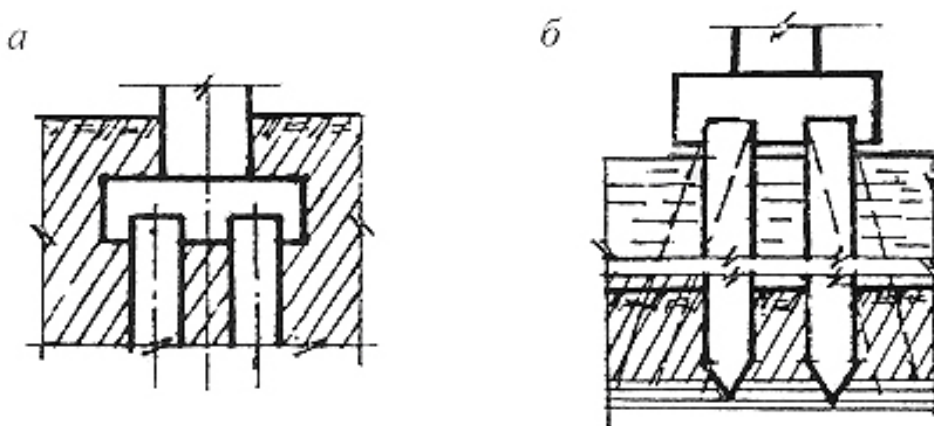


Рисунок 13.3 – Схемы свайных ростверков: а – низкий; б – высокий

Железобетонные сваи изготавливают длиной 3,0-20,0 м и более. По форме поперечного сечения они бывают: *квадратные, прямоугольные,*

тавровые, двутавровые, круглые и др. (рис. 13.5). По форме продольного сечения применяют сваи *прямоугольные* (рис. 13.6, *г*), *пирамидальные* (рис. 13.6, *а, б, в*), а также сваи переменного сечения по длине.

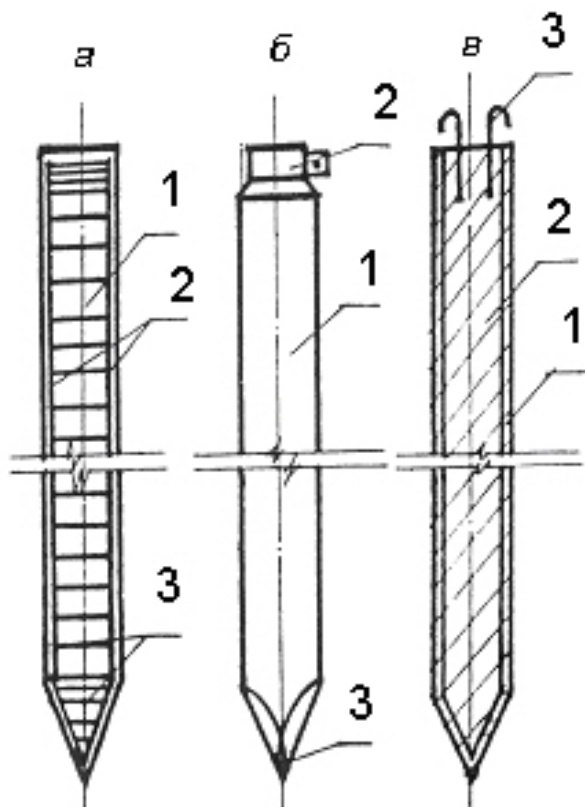


Рисунок 13.4 – Схемы свай:
а – железобетонная; 1 – бетон;
 2 – продольная арматура; 3 – поперечная арматура; *б* – деревянная;
 1 – ствол; 2 – бугель (обруч); 3 – башмак; *в* – металлическая; 1 – труба;
 2 – бетон; 3 – арматура

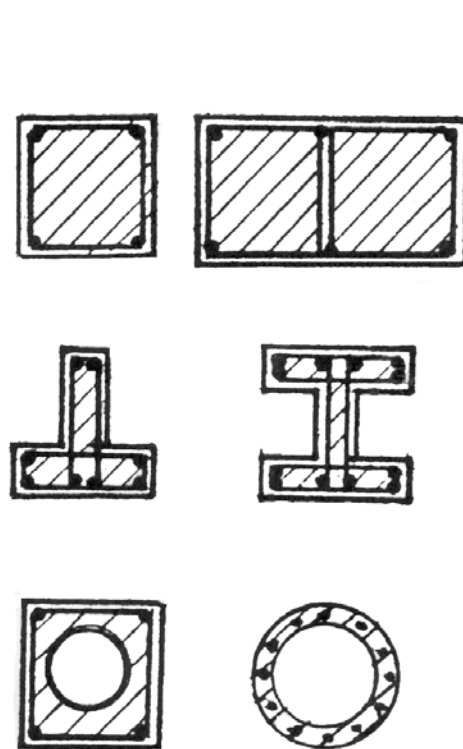


Рисунок 13.5 – Формы поперечных сечений железобетонных свай: квадратное, прямоугольное, тавровое, двутавровое, квадратное с полостью, круглое

Продольное (рабочее) армирование свай бывает двух видов: с обычной (ненапрягаемой) и с предварительно – напряженной арматурой.

Железобетонные сваи с обычным армированием изготавливают из бетона класса В 20 и арматуры класса А II. Напряженно-армированные сваи изготавливают из бетона класса В 30 и арматуры класса А III.

Использование предварительно-напряженной арматуры позволяет увеличить длину свай до 20,0-25,0 м.

При маркировке железобетонных свай используют следующие индексы: "С", "СН", "СЦ", "СП", "СК". Ниже приведены примеры маркировки свай:

С -8-30 – свая с ненапряженной стержневой арматурой длиной 8 м, сечением 30х30см;

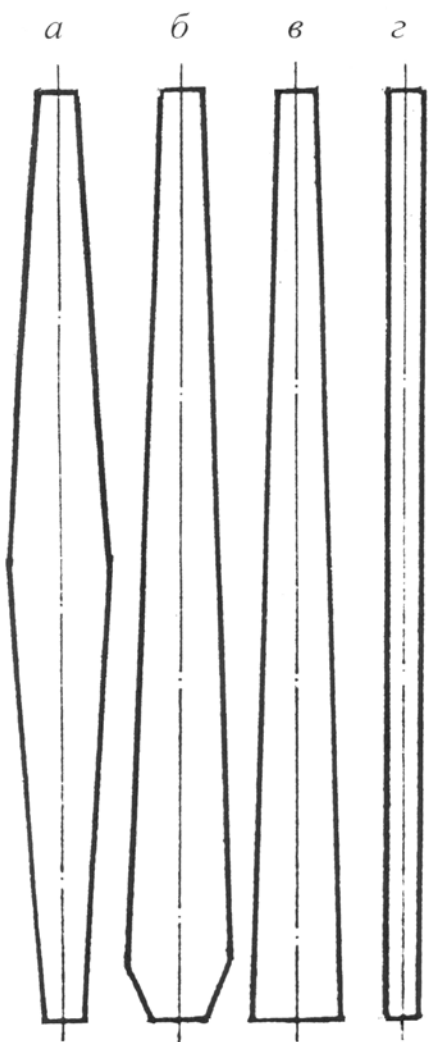


Рисунок 13.6 – Формы продольных сечений железобетонных свай:

а, б, в – пирамидальная;
г – прямоугольная

– СН-12-35 – свая с напряженной арматурой длиной 12,0 м, сечением 35х35 см;

– СЦ-10-30 – свая с центрально-расположенным стержнем ненапряженной арматуры длиной 10,0м, сечением 30х30см;

– СП-6-30-11 – свая с ненапряженной арматурой с круглой полостью длиной 6,0 м, сечением 30х30 см и диаметром полости 11 см;

– СК-4-60 – свая круглая, длиной 4,0 м и наружным диаметром 60 см.

Круглые полые сваи во многих случаях применяют как составные. Погружают их в грунт как с открытым нижним концом, а также с конусным наконечником.

Свая-колонна относится к группе забивных свай квадратного сечения с ненапряженной арматурой, надземная часть такой сваи служит колонной.

Деревянные сваи изготавливают из одиночного бревна длиной от 4,0 до 12,0 м, диаметр в тонкой части – от 18 до 34 см. Верхнюю часть деревянной сваи усиливают металлическим обручем (бугель), нижнюю часть затесывают на 3-х или 4-гранную пирамиду (рис. 13.4, б). При забивке в плотные слои грунта (песок, глина) с включением скальных пород нижнюю часть сваи

снабжают металлическим башмаком. Для увеличения длины свай их соединяют в пакет по 2, 3, 4 бревна в поперечном сечении, наращивают по длине вразбежку и зажимают между собой металлическими обручами.

Деревянные сваи необходимо защищать от гниения, особенно в условиях интенсивного колебания уровня грунтовых вод. В однородной среде деревянные сваи могут сохраняться продолжительное время. Также нашли применение клееные сваи, имеющие квадратное и прямоугольное сечение. Такие сваи сечением 30х40, 35х35, 45х45 см изготавливают из досок на водонерастворимых клеях.

Металлические сваи используют двух видов: с металлической оболочкой, заполняемой бетоном (рис. 13.4, в), и шпунтовые (рис. 13.7). В качестве металлических свай также используют двутавры, швеллеры и

другие прокатные профили. Преимуществом таких свай является возможность наращивания их длины с помощью сварки, основным недостатком – подверженность коррозии, особенно в агрессивной среде. Для защиты металлических свай от коррозии их поверхность покрывают битумом, суриком, эпоксидными смолами.

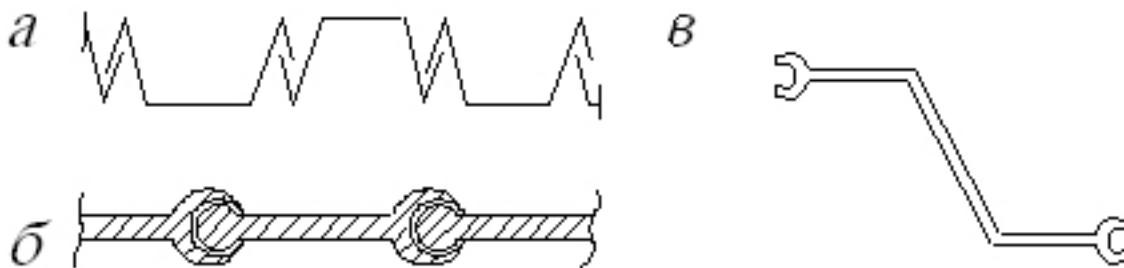


Рисунок 13.7 – Профили металлических шпунтовых свай:
а – корытообразный; *б* – плоский; *в* – Z-образный

По способу погружения свай, изготовленные в заводских условиях, подразделяются на: забивные, вибропогружаемые, вдавливаемые и завинчиваемые.

Погружение забивных свай производят молотами – механическими (подвесные), паро-воздушными, дизельными и электрическими. Для защиты в процессе забивки верхней части сваи от разрушения и смягчения влияния ударных воздействий на сваю надевают металлический наголовник, снабженный деревянными или резиновыми прокладками.

Наиболее простой сваепогружающей установкой (рис. 13.8) является кран на колесном или гусеничном ходу снабженный направляющей мачтой, по которой перемещается чугунная или стальная болванка (баба) весом до 60 кН.

Масса ударной части свайного молота должна быть не менее массы самой сваи с наголовником.

Работает молот в периодическом подъеме стальной болванки (ударная часть) на заданную высоту (2,0-3,0 м) с последующим автоматическим сбросом ее на головную часть сваи. Этот способ погружения является мало производительным. Несколько выигрышнее по производительности и затратам энергии являются паровоздушные и дизельные молоты, одиночного или двойного действия, где в качестве энергии используются пар или сжатый воздух. В молотах одиночного действия энергия расходуется на подъем ударной части по направляющей, которая при достижении определенной высоты, автоматически сбрасывается и свободно падая, производит удар по свае. В молотах двойного действия энергия привода используется как на подъем ударной части так и на перемещение ее вниз, существенно увеличивая при падении силу удара молота по свае.

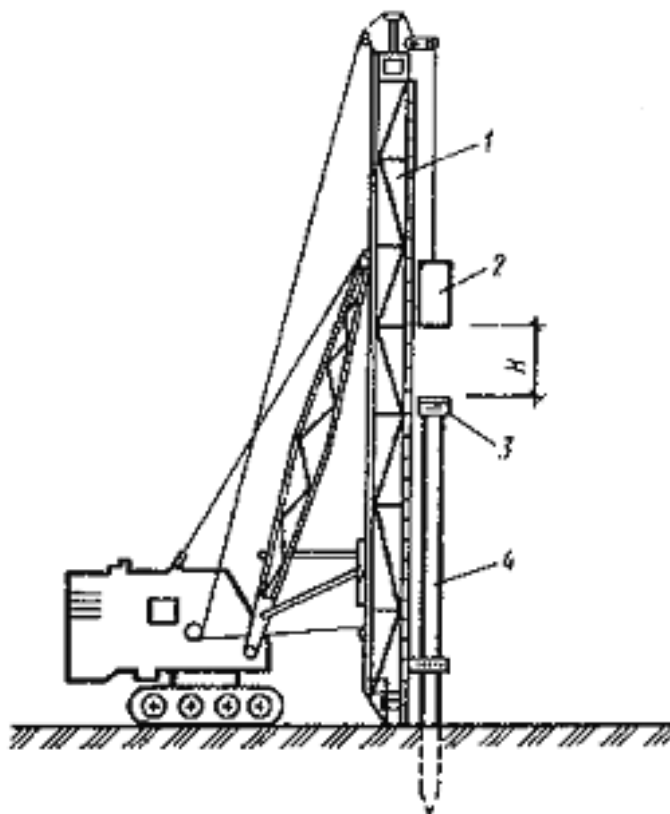


Рисунок 13.8 – Забивка свай механическим молотом: 1 – мачта копра; 2 – подвесной молот; 3 – металлический наголовник; 4 – свая

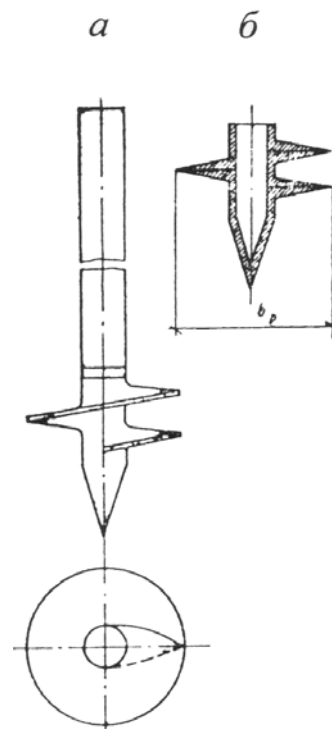


Рисунок 13.9 – Винтовая свая: а – общий вид; б – башмак

Способ погружения свай вибромолотами основан на принципе использования комбинированного ударно-вибрационного воздействия, при котором одновременно с периодическими ударами по свае на нее передаются вертикальные колебания, создаваемые вибратором, закрепленном на свае. Этот метод особенно эффективен при погружении свай в водонасыщенные песчаные грунты, которые под воздействием вибрации разжижаются, что способствует значительному снижению сопротивления трению грунта на ее боковой поверхности. После погружения сваи на заданную глубину, по истечении некоторого времени, грунт в окосвайном пространстве восстанавливает свои первоначальные свойства и соответственно восстанавливается сопротивление трению грунта на боковой поверхности сваи.

Погружение свай методом вдавливания осуществляется вдавливающими агрегатами снабженными мощными гидродомкратами. Отсутствие в процессе погружения свай динамических и вибрационных воздействий позволяет использовать этот метод по устройству свайных фундаментов непосредственно вблизи существующих строений, а также выполнять работы, связанные с реконструкцией и усилением фундаментов и надфундаментных конструкций. В тех случаях, когда погружение свай на заданную отметку усложняется значительным сопротивлением грунта, а

увеличение энергии погружения приводит к их разрушению, сваи можно погружать с помощью подмыва водяными струями. С этой целью к острию сваи подводят две трубы диаметром 50 мм, имеющие наконечник с отверстием 12 мм. При этом необходимо соблюдать требование, чтобы длина трубы была не менее длины сваи, а наконечник находился ниже острия сваи на 0,25 м. Под действием струи воды грунт вокруг острия сваи разрыхляется, и она легко погружается в образовавшуюся среду. Для упрощения процесса погружения свай в твердые глинистые грунты может быть применено лидирование. Лидирующие скважины устраивают либо с помощью металлического лидера, размеры поперечного сечения которого несколько меньше сваи, либо путем бурения скважины диаметром меньше диаметра сваи.

Погружение особого вида свай, к которым относятся винтовые, осуществляется путем завинчивания их в грунт специальным агрегатом - кабестаном. Винтовая свая состоит из ствола и башмака с винтовой лопастью (рис. 13.9). Ствол сваи может быть выполнен из стальной трубы диаметром 400-600 мм с толщиной стенок 10-14 мм или из железобетона. Конструктивно стальные сваи проще железобетонных и позволяют производить погружение в грунт непосредственно передачей крутящего момента от кабестана. Башмак изготавливается стальным или чугунным. Он состоит из наконечника (острия) и винтовой лопасти диаметром до 2,0 м. Винтовая линия лопасти принимается равной одному полному витку. Шаг винта лопасти соответствует 0,2-0,4 м от диаметра лопасти. Винтовые сваи целесообразно применять, когда с поверхности залегают слабые грунты, подстилаемые малосжимаемыми, и для фундаментов, работающих на выдергивание. Глубина погружения винтовых свай в грунт от 10 до 50 м.

Винтовые сваи применяются в условиях, когда нужно пройти значительную толщу слабых грунтов (при отсутствии крупных включений) и достигнуть прочного грунта.

13.1.2 Сваи изготавливаемые в грунте

Сваи, изготавливаемые в грунте, часто называют набивными. Известно большое количество различных конструкций таких свай и способов их изготовления. Они изготавливаются непосредственно на месте строительства с предварительной подготовкой в грунте скважины для ствола сваи. Сваи без уплотнения бетона ствола устраиваются в буровых скважинах и называются буровыми.

В зависимости от степени влажности грунтов предварительная подготовка скважин для изготовления набивных свай может осуществляться без защитной оболочки, с извлекаемой и неизвлекаемой оболочкой. Сваи без защитной оболочки (рис. 13.10) устраиваются в сухих маловлажных грунтах, в которых возможно проводить бурение ствола сваи без крепления стенок скважины.

Независимо от способа образования в грунте скважины, ее заполняют бетоном или предварительно опускают в скважину арматурный каркас, а затем бетонируют ствол сваи. Поскольку буровые скважины заполняются бетоном и, как правило, с уплотнением, в скважинах образуются сваи, называемые буронабивными.

Впервые набивные сваи были предложены инженером А. Э. Сраусом в 1898 году и применимы на строительстве объекта в г.Киеве.

Технология изготовления свай Страуса состоит из следующих операций:

1. Бурение скважины диаметром 300-600 мм (в слабых грунтах под защитой обсадной трубы).

2. Постепенное заполнение скважины бетоном.

3. Уплотнение бетона трамбованием грузом весом 5т с постепенным извлечением обсадной трубы. Извлечение обсадной трубы прекращалось, как только расстояние от низа трубы до верха бетона в ней составляло 1,5м. После этого загружалась очередная порция бетона и этот процесс повторялся до полного окончания формирования ствола сваи и устройства монолитного ростверка.

Для повышения несущей способности буронабивных свай производят уплотнения грунта под пятой сваи путем устройства уширения.

Образование уширенной пяты может быть выполнено с помощью специального разбуривающего устройства (рис. 13.11) или путем подземного взрыва (рис. 13.12), который называется камуфлетом, а сваи с уширенной пятой, образованные взрывом, носят название камуфлетных.

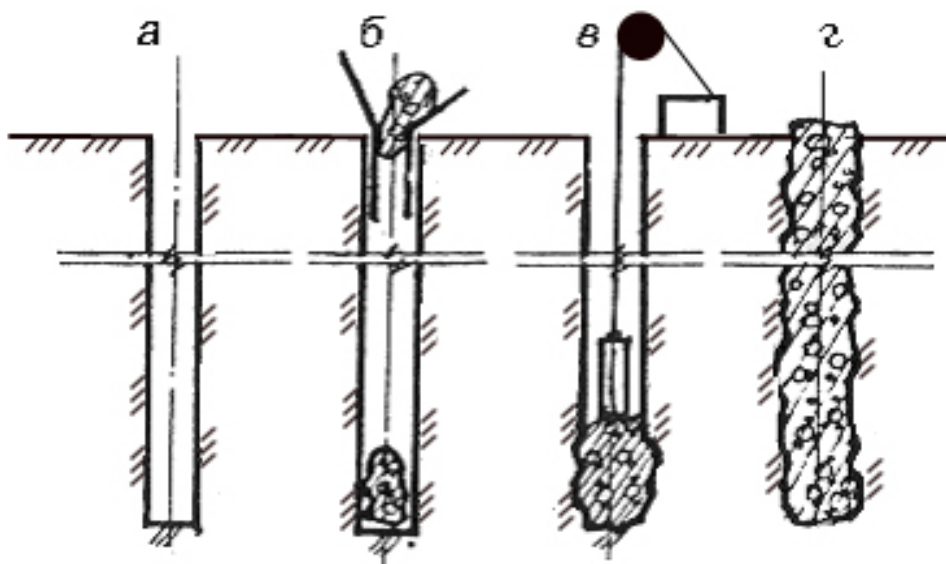


Рисунок 13.10 – Изготовление буронабивных свай: а – бурение скважины; б – бетонирование; в – трамбование; г - готовая свая

Для образования уширенной пяты с помощью камуфлетного взрыва в предварительно пробуренную скважину погружают стальную или железобетонную оболочку, на дно которой опускают заряд взрывчатого вещества с электродетонатором, соединенным проводами с подрывным механизмом. Нижнюю часть оболочки заполняют литым бетоном, после чего производится взрыв заряда.

Вес заряда для образования уширения заданного диаметра определяют по формуле:

$$c = k_n \cdot D, \quad (13.1.1)$$

где k_n - коэффициент сопротивления грунта взрыву, принимаемый для тугопластичных глинистых грунтов 1,2, для глинистых грунтов в твердом состоянии – 1,4; D - диаметр камуфлетного уширения, м.

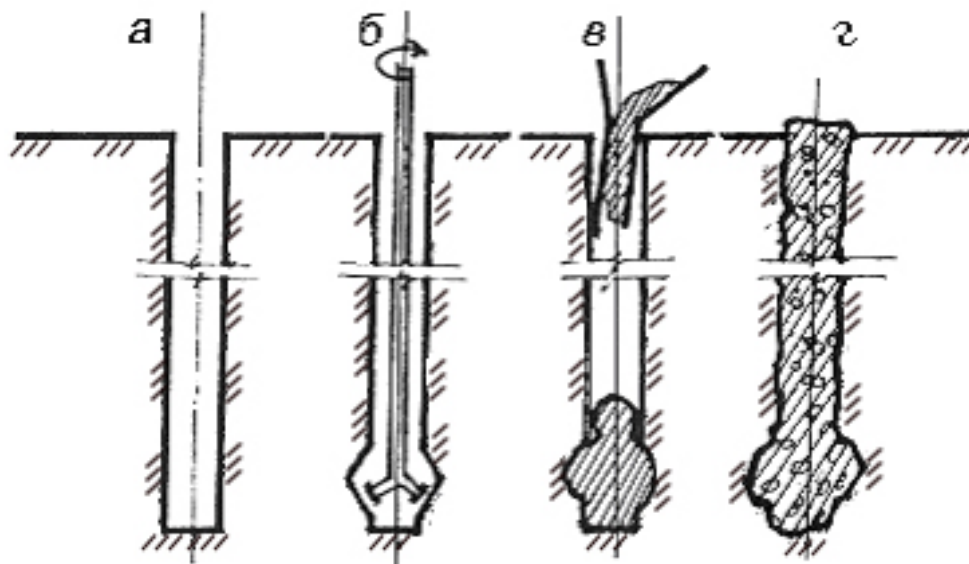


Рисунок 13.11 – Изготовление буронабивных свай с уширенной пятой:
 а – бурение скважины; б – разбуривание нижнего конца; в – бетонирование с трамбованием; г – готовая свая; 1 – ствол скважины; 2 – разбуривающий механизм; 3 – уширенная пята

Диаметр образовавшегося камуфлетного уширения проверяют по формуле:

$$D \approx 1,3\sqrt{V}, \quad (13.1.2)$$

где V - объем бетона, опустившегося из оболочки ствола сваи в камуфлетное уширение, м³. D определяется по разности отметок верхней поверхности бетона, уложенного в оболочку, до и после взрыва.

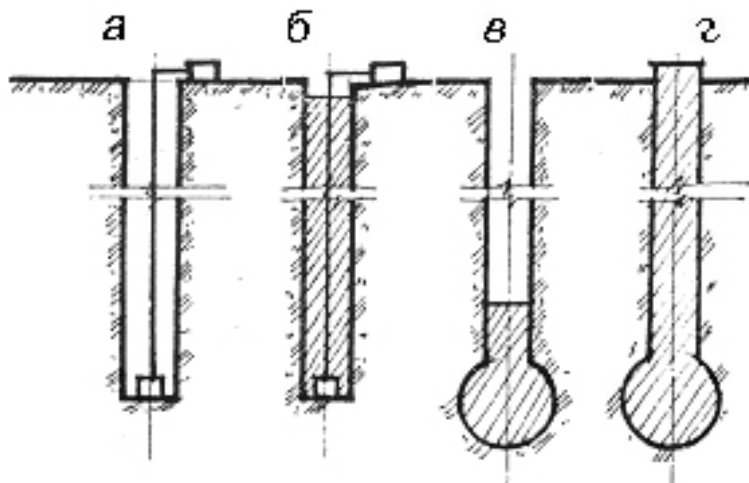


Рисунок 13.12 – Изготовление камуфлетных свай:
а – бурение скважины; *б* – установка взрывного заряда, частичное заполнение ствола бетонной смесью; *в* – производство взрыва и окончание бетонирования; *г* – готовая свая

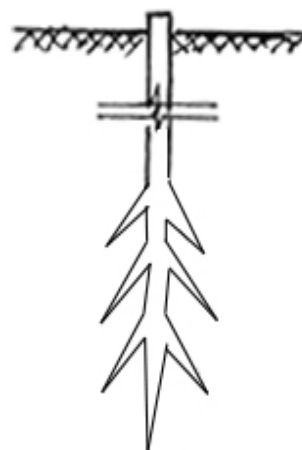


Рисунок 13.13 – Корневидная свая

При взрыве заряда в грунте под давлением газов образуется шаровидная или грушевидная полость, которая заполняется бетоном из оболочки ствола, образуя в основании сваи уширение, значительно повышающее несущую способность сваи.

Одним из видов буронабивных свай, являются корневидные (рис. 13.13). Они отличаются от обычных буронабивных свай малым диаметром ствола (80...240 мм) при длине до 30,0 м, чаще всего их используют для усиления фундаментов существующих зданий и создания свайных стен в грунте. Поверхность корневидных свай неровная, что придает ей сходство с корнями деревьев и обеспечивает хорошее сцепление с грунтом, позволяющее значительно повысить несущую способность боковой поверхности и сваи в целом. Корневидные сваи могут армироваться, что позволяет воспринимать не только сжимающие, но и растягивающие усилия.

Несущая способность корневидных свай относительно небольшая, но в группе таких свай, расположенных на небольшом расстоянии друг от друга, несущая способность фундамента значительно возрастает.

Одним из преимуществ буронабивных свай состоит в том, что при их устройстве отсутствуют динамические воздействия, которые при их устройстве могут навредить соседним зданиям и сооружениям. Основным их недостатком является сложность осуществления контроля качества в процессе производства работ и необходимостью выдерживания до приобретения бетоном проектной прочности. Кроме того, набивные сваи сильнее подвержены агрессивному воздействию грунтовых вод, особенно в период твердения бетона, что требует дополнительных затрат для принятия защитных мер.

13.1.3 Зарубежный опыт устройства набивных свай

Широкое применение в мировой практике набивных свай стало следствием дальнейшего совершенствования известных, а также предложение новых, способов их устройства. К ним относятся: применение жестких гофрированных защитных оболочек из пластика, прессованной древесины и стекловолокна; новые конструкции сердечников для погружения в грунт оболочек. Характерной особенностью таких сердечников, широко применяемых в Японии, является способность, с помощью гидравлического давления регулировать диаметр ствола сваи при их устройстве. Кроме того, при изготовлении набивных свай в японской практике нашли и другие способы, как например, устройство свай различной конфигурации с целью повышения их несущей способности; изготовление свай под защитой обсадной трубы (шнековых полых свай); устройство свайных оболочек непосредственно в грунте.

Набивные бетонные и железобетонные сваи в защитной оболочке представляют собой предварительно погруженные в скважину оболочки, которые затем заполняются бетонной смесью. Такой способ устройства набивных свай применяют в слабых грунтах, в которых легко разрушаются стенки скважины.

В отличие от японской практики, во Франции вместо бетонной защитной оболочки применяют оболочки из металлической ленты, которую навивают на сердечник. В таком виде сердечник с навитой лентой погружают в грунт. После погружения на проектную глубину сердечник извлекается, а оболочку в виде стальной ленты заполняют бетонной смесью. Сваи, выполненные по этой технологии обладают большой несущей способностью. Однако по сравнению с другими типами набивных свай они стоят дороже, поэтому их применение оправдано лишь при строительстве ответственных сооружений или на территории с ограниченными размерами строительной площадки.

К числу современных способов также следует отнести различные варианты устройства набивных железобетонных свай с использованием гибких защитных оболочек (Англия, Франция, Япония). Характерной особенностью такого способа является применение мешков, кожухов, шлангов из синтетических материалов, тканей, пропитанных различными смолами. Этот способ особенно широко применяется в водонасыщенных грунтах.

В пробуренную скважину 1 (рис. 13.14, а) погружают эластичную оболочку 2 из пластического материала. В оболочку подают порцию бетонной смеси 3, с целью утяжелить ее и тем самым погрузить на дно скважины. Верхнюю часть 4 оболочки закрепляют на поверхности земли. После этого оболочку постепенно заполняют бетонной смесью, уплотняя ее послойно вибратором. Применяется в практике также вариант использования сжатого воздуха, под действием которого оболочка

раздувается, плотно прилегая к стенкам скважины. Одновременно с этим производят пневмоукладку бетона. При устройстве набивных железобетонных свай оболочку из пластического материала 2 (рис. 13.14, б) погружают в скважину 1 и опускают в нее арматуру в виде металлических стержней 5. Затем оболочку заполняют бетонной смесью 3 с одновременным ее уплотнением.

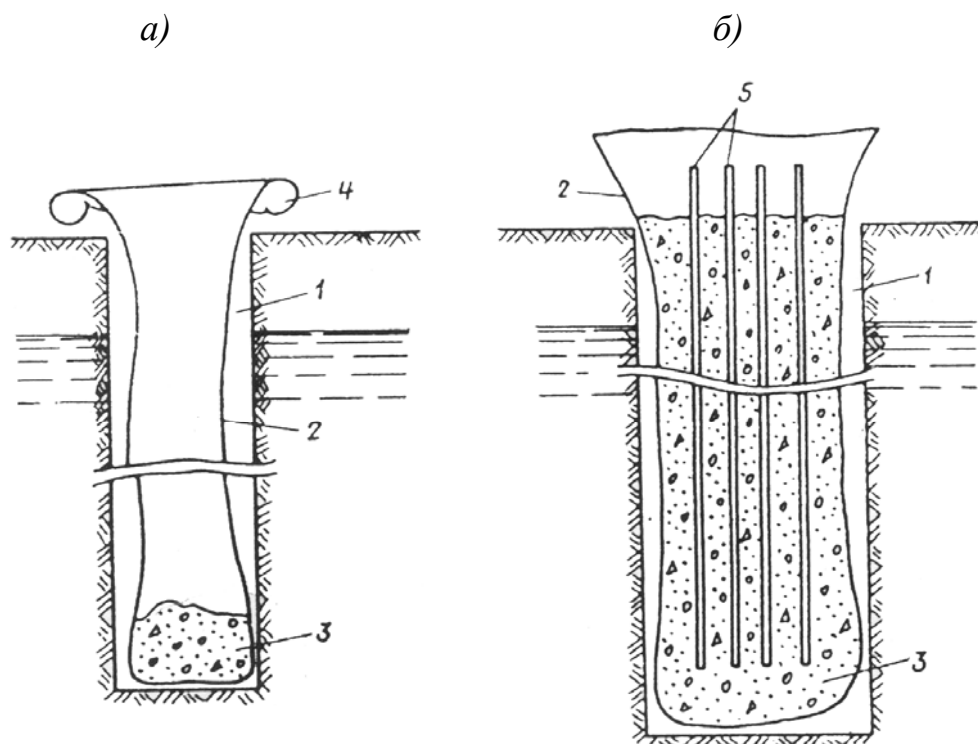


Рисунок 13.14 – Устройство набивных свай в гибкой защитной оболочке:
а – бетонная свая; б – железобетонная свая

В ряде стран устройство набивных железобетонных свай в водонасыщенных грунтах осуществляют, объединяя проходку скважины с заполнением ее бетонной смесью в едином технологическом процессе и одним набором механизмов. Такие сваи изготавливают с помощью полого вала (рис. 13.15), с одной стороны препятствующего обрушению или сползанию стенок скважины, а с другой выполняющего функцию бурового механизма и канала для подачи бетонной смеси в скважину.

Полый вал 1 (рис. 13.15, а) снабжен наконечником 2 и шнеком 3 (рис. 13.15, в), предназначенными для разработки и подъема грунта на поверхность. К полкам наконечника приварены жесткие пластинки 4, способствующие разрыхлению грунта и подаче его на шнек. В нижней части к шнеку прикреплен резец 5, обеспечивающий проходку скважин при наличии прослоек прочных грунтов. Такое буровое устройство может быть использовано для изготовления свай в грунтах с широким диапазоном физико-механических свойств.

Вал приводится в движение приводом от двигателя 6, который работает на сжатом воздухе от компрессора 7 и подается по шлангу 8. Бетонная смесь поступает в шлюзовой аппарат 9 (рис. 13.15, б) из подвижного бункера 10. Под давлением сжатого воздуха, поступающего в шлюзовой аппарат из компрессора по шлангу 11, смесь проходит по полному валу к наконечнику с отверстием 12 и через это отверстие попадает в скважину.

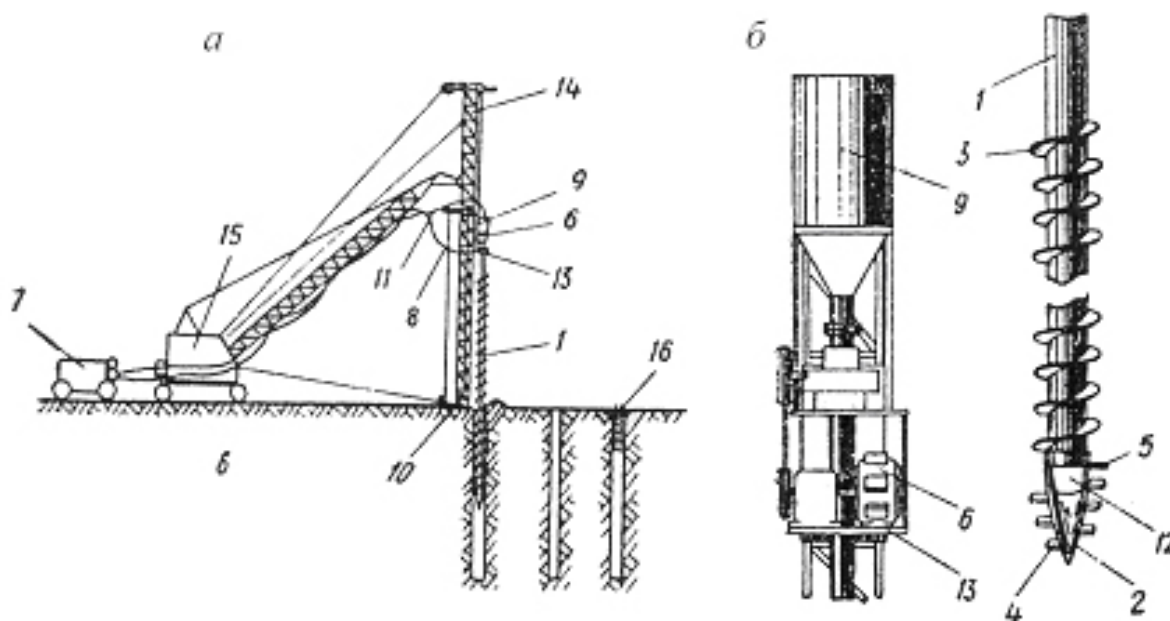


Рисунок 13.15 – Устройство бетонных свай без постоянной защитной оболочки: а – схема установки; б – двигатель и шлюзовой аппарат; в – полный вал с наконечником и шнеком

Двигатель с системой передач, а также шлюзовой аппарат укрепляют на платформе 13, перемещающейся по вертикальной штанге 14, смонтированной на стреле крана 15. Всеми операциями, связанными с бурением скважины (погружение и подъем вала), а также загрузкой шлюзового аппарата бетонной смесью управляет оператор из кабины крана.

Вертикальную штангу подводят к устью скважины, при этом полный вал занимает крайнее верхнее положение. Включают двигатель и пробуривают скважину на заданную глубину. Затем в скважину через шлюзовой аппарат и полный вал под давлением сжатого воздуха подают бетонную смесь. Вал постепенно извлекают из скважины так, чтобы его наконечник все время находился на поверхности бетона. Благодаря тому, что в процессе производства работ вал все время находится в скважине, а между уложенным бетоном и наконечником вала нет разрыва, исключается обрушение стенок скважины и смешивание грунта с бетоном. При необходимости в верхней части сваи может быть установлена арматура 16. Заполнение верхней части скважины бетонной смесью в этом случае производят обычным способом непосредственно от бетономешалки.

Метод А. Э. Страуса получил свое дальнейшее развитие и в зарубежной практике в части устройства набивных бетонных и железобетонных свай с применением современных средств уплотнения бетона. Известно, что основным недостатком метода А. Э. Страуса является несовершенство способа уплотнения бетона, в результате чего не исключались случаи разрыва свайного ствола и образования шеек. Для устранения этого недостатка в ФРГ предложен способ набивки свай, представляющий собой разновидность способа устройства часто трамбованных свай. Набивные сваи, изготавливаемые по этому способу, получили широкое распространение под названием свай системы "Alpha". Конструктивные особенности и последовательность производства работ по устройству свай системы "Alpha" состоят в следующем. В обсадную трубу 1 (рис. 13.16, а) помещают полый сердечник 2, на нижнем конце которого расположено мощное трамбуемое кольцо 3. Для большей устойчивости сердечник снабжен жесткими продольными ребрами-ползунами 4, скользящими вдоль внутренней поверхности стенок обсадной трубы. В верхней части обсадную трубу и сердечник закрывают крышкой 5, в которую вмонтирован подбабок 6, воспринимающий удары свайного молота. Сердечник вместе с кольцом выполняет функции трамбуемого устройства, обеспечивающего необходимое уплотнение бетонной смеси. Одновременно он служит каналом для подачи бетонной смеси в скважину. Предварительно на поверхности земли нижнюю часть обсадной трубы 9 через полость сердечника заполняют бетонной смесью и производят ее начальное уплотнение. Затем всю систему погружают в предварительно подготовленную скважину, после чего сердечник приподнимают и в образовавшееся свободное пространство в обсадной трубе через полость сердечника подают вторую порцию бетонной смеси, которую уплотняют ударами по подбабку. Затем приподнимают обсадную трубу, сердечник вновь заполняют бетонной смесью. Этот цикл повторяют до окончания образования в грунте бетонной или железобетонной сваи.

Как в отечественной, так и в зарубежной практике решение задачи максимального повышения несущей способности набивных свай направлено по пути существенного развития их нижней опорной части, а также изменения профиля сваи по длине, что позволяет увеличить площадь опирания и сцепления боковой поверхности сваи с грунтом. В соответствии с этой тенденцией определились два характерных направления развития. К первому относятся предложения, в которых нашли дальнейшее развитие известные идеи вилочных свай и свай с уширением в средней части. Ко второму направлению относятся решения по устройству винтонабивных свай, а также свай с уширениями в различных местах по их длине (в том числе в основании), осуществляемыми специальными уширителями.

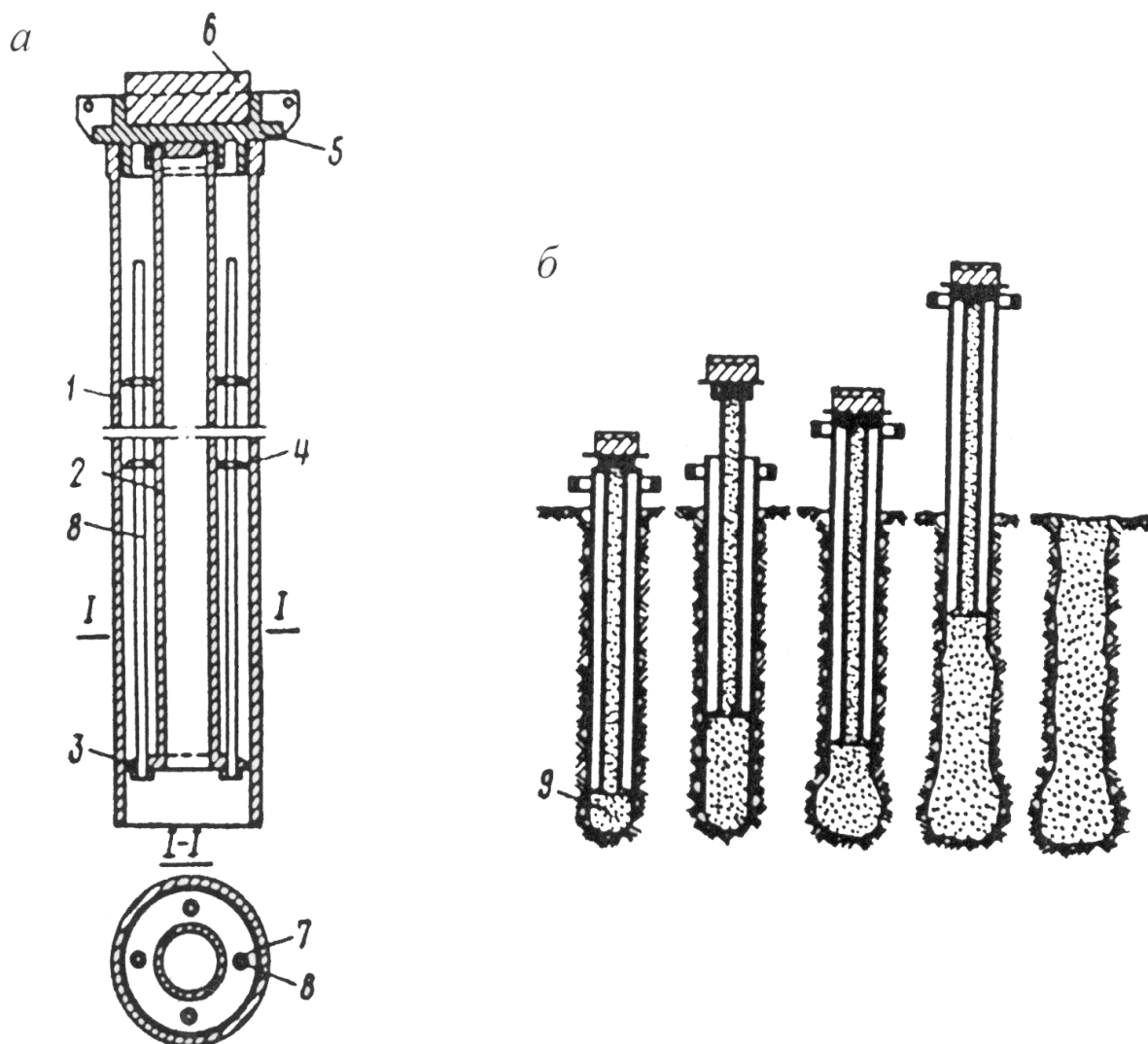


Рисунок 13.16 – Устройство набивных бетонных свай системы "Alpha":

а – конструкция обсадной трубы с сердечником;

б – последовательность производства работ

Идея устройства многовилочных свай получила дальнейшее развитие в так называемых корневых фундаментах (рис. 13.17). Применение таких фундаментов основано на реализации принципа бионики, когда форма фундамента напоминает корневую систему дерева (отсюда и название конструкции). Если учесть, что корневая система деревьев при их нормальном развитии составляет примерно 1/10 высоты надземной части, то для сверхвысотных зданий высотой 100, 150 и 200 м с числом этажей 30, 55, 75 глубина заложения фундаментов составит 10, 15 и 20 м.

Устройство фундаментов корневидной формы осуществляют путем нагнетания бетонной смеси в заранее подготовленные специальными разбуривающими механизмами полостей по глубине на различном расстоянии по длине свай.

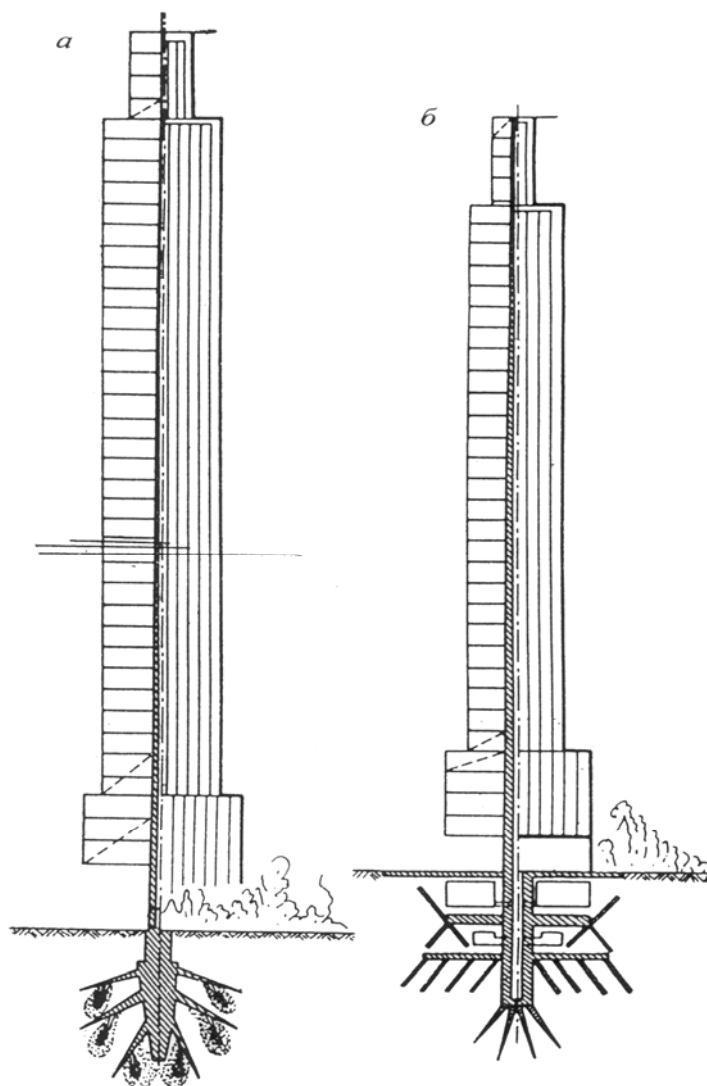


Рисунок 13.17 – Схема корневых фундаментов: *а* – сплошные; *б* – полые

13.2 Процессы, происходящие в грунте при погружении свай

В процессе погружения свай имеет место вытеснение в стороны и вглубь некоторого объема грунта в результате чего происходит изменение его структуры и физико-механических характеристик. Это приводит к уплотнению окружающего сваю грунта, что особенно характерно для рыхлых и средней плотности песков, а также ненасыщенных водой пылевато-глинистых грунтов. Глины и суглинки, в которых все поры заполнены водой, уплотняются только в результате отжатия поровой воды. Основная деформация грунта развивается в виде смещения твердых частиц в стороны и вверх, образуя на поверхности вокруг свай выпор грунта. При выпоре пылевато-глинистого грунта происходит его перемятие, нарушение природной структуры, что сопровождается снижением прочности. Перемещающийся вверх грунт способен поднимать ранее забитые сваи, что существенно снижает их несущую способность. Учитывая это, после

поднятия свай требуется добивка их до проектного положения. Особенно существенно снижается прочность пылевато-глинистых грунтов, примыкающих непосредственно к боковой поверхности свай, так как вода, отжимаемая из пор грунта, перемещается вверх по этой поверхности. В результате резко уменьшается трение свай о грунт, что способствует ее погружению при ударах.

Таким образом, если по мере заглубления свай в пески и в насыщенные водой пылевато-глинистые грунты она встречает все большее сопротивление и отказ (погружение свай от одного удара молота) все уменьшается, то по мере погружения в тиксотропные насыщенные водой глины и суглинки отказ часто увеличивается. Логично считать, что чем большее сопротивление оказывает грунт погружению свай, т.е. чем меньше отказ, тем большую нагрузку можно передать на сваю. Поэтому сразу после погружения свай в насыщение водой пылевато-глинистые грунты она имеет наибольшую несущую способность. Практика показывает, что после погружения свае надо дать «отдохнуть», не подвергая ее статическим и динамическим воздействиям в течение некоторого времени после погружения.

За это время окружающая сваю вода, постепенно переместится от ее боковой поверхности, а вследствие тиксотропных свойств грунта прочность его вокруг свай со временем восстановится, а несущая способность увеличится. Если после этого произвести по свае удары свайным молотом, аналогичные ударам при забивке, отказ, как правило, будет во много раз меньше. Этот отказ называют действительным отказом. При забивке же наблюдается производственный отказ, часто называемый «ложным отказом».

В песках «ложный отказ» при забивке свай бывает меньше действительного, так как в процессе погружения свай под ее острием образуется ядро уплотненного грунта, препятствующее погружению свай при ударах молота.

Во время «отдыха» свай происходит релаксация напряжений в песке и сопротивление ее погружению снижается. Необходимая продолжительность «отдыха» свай зависит от вида и характеристики грунта: обычно для песков и супесей – одна неделя, для суглинков до 14 дней, для глин – не менее 20 дней. Применение подмыва для погружения свай в пески приводит к их размыву. Под влиянием динамических воздействий песок вокруг свай уплотняется.

При устройстве набивных свай явления, происходящие в массиве грунта, в значительной степени зависят от применяемой технологии. Использование бурения для устройства скважин приводит к разуплотнению грунта вокруг свай, что существенно снижает несущую способность таких свай по сравнению с забивными. Еще в большей степени снижается несущая способность буронабивных свай, когда в забое остается шлам.

Для увеличения несущей способности таких свай уплотняют грунт как

под острием, так и вокруг боковой поверхности. С этой целью применяют камуфлетные взрывы, механическое трамбование, электродинамический эффект и др.

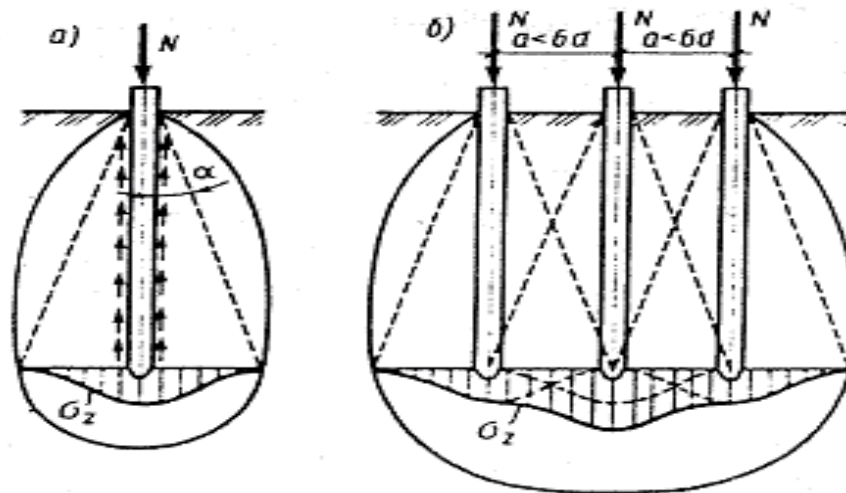


Рисунок 13.18 – Схемы передачи нагрузки на грунт основания:
а – одиночной сваей; б – группой свай

13.3 Определение несущей способности свай

Сопротивление сваи внешней нагрузке определяется как наименьшее из величин, вычисляемых по условию прочности материала сваи и прочности грунта, удерживающего ее.

Одиночная висячая свая воспринимает внешнюю нагрузку и перераспределяет ее на две составляющие: сопротивление острия и сопротивление боковой поверхности сваи. Эпюры возникающих напряжений в плоскости острия и на его боковой поверхности сваи показаны на рисунке 13.18. Для одиночной сваи эпюра напряжений σ_z имеет сложное очертание: под острием она приобретает выпуклую форму, а по длине – в форме криволинейной поверхности, зависящую от величины сил трения, действующих вдоль боковой поверхности сваи.

С некоторым приближением в практических расчетах принято, что напряженная зона грунта вокруг сваи имеет вид конуса с основанием в виде окружности на отметке острия сваи.

Свая и конический объем грунта образуют как бы своеобразный фундамент. Следовательно, работа сваи заключается в передаче внешней нагрузки на горизонтальную площадку на уровне ее острия.

В отличие от одиночной сваи в свайном фундаменте эпюры напряжений, возникающих в плоскости нижних концов от расположенных рядом свай, в зависимости от расстояния между ними, могут между собой накладываться, соприкасаться либо находиться на некотором расстоянии.

Аналогичная картина возможна и в зоне действия сил трения между грунтом и боковой поверхностью свай. В результате наложения эпюр возникают напряжения значительно превосходящие те, которые имеют место для одиночных свай. Для недопущения этого, расстояние между осями свай при проектировании фундаментов строго регламентируется и рекомендуется принимать не менее трех диаметров свай, принятых расчетом.

13.3.1 Определение несущей способности свай по материалу

При проектировании фундаментов из свай – стоек определяющим является расчет по прочности материала свай, в то время как для висячих свай – по сопротивлению грунта.

Несущая способность железобетонных и бетонных свай по прочности материала определяется согласно требованиям норм на проектирование бетонных и железобетонных конструкций. В этом случае свая рассматривается как центрально сжатый стержень. Наибольшие сжимающие напряжения в свае возникают при ее погружении. В процессе работы сваи как фундамента, погруженного в грунт, она недогружена.

При расчете на сжатие и продольный изгиб ее рассматривают как стержень, работающий в упругой среде. Бетонные и железобетонные сваи, как фундамент, хорошо работают на сжатие и способны воспринимать большие усилия по материалу. Однако при транспортировке, складировании, подъеме на копер и забивке они могут быть повреждены. Чтобы избежать этого они армируются, а также рассчитываются на действие продольных и поперечных сил, изгибающих моментов.

Расчетную нагрузку, допускаемую на железобетонную сваю по прочности материала, определяют по формуле:

$$F_d = \gamma_c \varphi (\gamma_{cb} \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s), \quad (13.2)$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте; $\varphi = 0,8 - 1,0$ – коэффициент условия работы ростверка в зависимости от типа – высокий, низкий; γ_{cb} – коэффициент условий работы бетона; R_b – расчетное сопротивление бетона на сжатие; R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры на сжатие; A_b – площадь поперечного сечения бетона; A_s – площадь поперечного сечения арматуры.

Несущую способность одиночных свай и фундаментов определяют разными методами в зависимости от стадии разработки проекта. К числу наиболее широко применяемых методов определения несущей способности грунта основания висячих свай относятся:

- метод испытания статической нагрузкой;
- расчетный метод, основанный на использовании таблиц ДБН;
- динамический метод;
- с помощью моделей свай.

13.3.2 Определение несущей способности свай методом статической нагрузки

Из перечисленных выше методов только метод испытания свай статической нагрузкой в натурных условиях позволяет получить непосредственно опытным путем действительное значение несущей способности свай. Все остальные методы являются косвенными, дают приближенные значения несущей способности, которые рекомендуется сравнивать с результатами контрольных испытаний свай статической нагрузкой. Определение несущей способности свай статической нагрузкой осуществляется с помощью специальных установок, аналогичных установкам применяемых для испытания грунтов штампами в полевых (натурных) условиях (рис. 13.19, а).

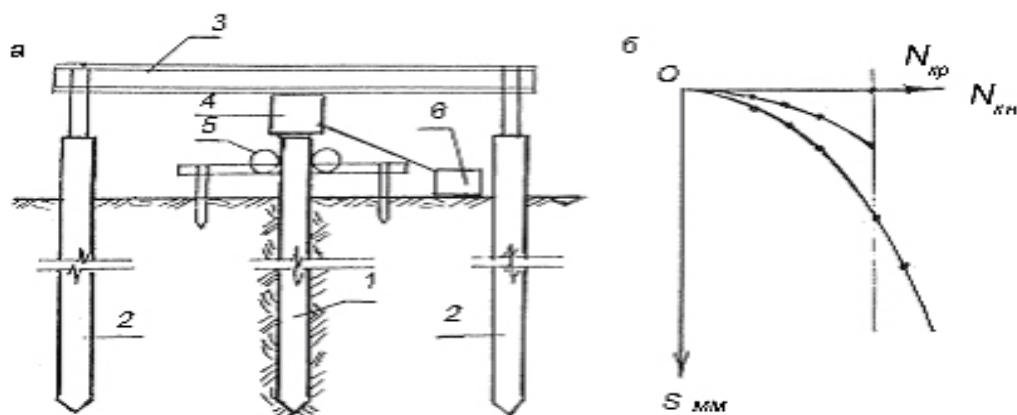


Рисунок 13.19 – Испытание свай статической нагрузкой:

а – схема установки; б – зависимость $s = f(N)$; 1 – свая; 2 – анкерные сваи; 3 – упорная балка; 4 – гидравлический домкрат; 5 – прогибомеры; 6 – насосная станция для обслуживания домкрата

В процессе испытаний нагрузка на сваю передается ступенями с помощью гидравлического домкрата 4, располагаемым на голове сваи 1. Упором для домкрата служит металлическая балка 3; концы балки крепят хомутами к арматуре анкерных свай 2, в качестве которых могут служить как инвентарные винтовые сваи, так и сваи погруженные рядом согласно проекту свайного фундамента. При испытании анкерные сваи работают на выдергивание. Чтобы избежать их выдергивания, необходимое количество свай определяют в зависимости от их предполагаемой несущей способности определяемой нормативным методом. Испытуемая свая загружается ступенями по 50 кН. Каждая ступень выдерживается до полного затухания осадки сваи, которая измеряется прогибомерами 5, установленными на выносном реперном устройстве. Точность измерения - 0,1 мм. В процессе испытания ведется журнал наблюдений.

По данным журнала наблюдений строят график зависимости осадки свай от нагрузки и по нему определяют предельную нагрузку на сваю.

На рисунке 13.19, б приведен график определения предельной нагрузки на сваю. Точка A на графике определяется по величине осадки s , исходя из условия:

$$s = \xi s_{u.mt}, \quad (13.2.1)$$

где ξ – переходной коэффициент, равный 0,2; $s_{u.mt}$ – предельная нормативная осадка фундамента здания.

Положение точки A на графике определяет значение предельной несущей способности сваи F_u , величина которой принимается на одну ступень ниже величины критической нагрузки $N_{кр}$.

Расчетную несущую способность сваи по результатам испытаний статической нагрузкой F_d находят по формуле:

$$F_d = \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_g}, \quad (13.3)$$

где γ_c – коэффициент условия работы сваи в грунте; γ_g – коэффициент надежности по грунту.

Несмотря на сложность и трудоемкость проведения испытаний свай статической нагрузкой, а также их высокую стоимость, натурные испытания наиболее точно отражают работу свайного фундамента в естественных инженерно-геологических условиях строительной площадки, что также позволяет вносить необходимые корректировки в предварительные расчеты.

13.3.3 Определение несущей способности свай по грунту расчетным (нормативным) методом

Свая – стойка. Расчетную несущую способность сваи-стойки F_d этим методом определяют по формуле:

$$F_d = \gamma_c \gamma_{CR} \cdot R \cdot A, \quad (13.4)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте; γ_{cR} – коэффициент условия работы грунта под острием сваи; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи; A – площадь опирания сваи на грунт.

Основанием для свай-стоек служат скальные, полускальные и плотные, слабосжимаемые дисперсные грунты. Для любого из этих грунтов расчетное сопротивление погружения свай забивкой принимается равным 20 МПа.

Если кровля породы, которая служит основанием для сваи-стойки, разуплотнена, рекомендуется устройство набивных свай с заделкой острия в несущий слой не менее, чем на 1,0- 2,0 м. Расчетное сопротивление породы под нижним концом сваи в этом случае определяется по формуле:

$$R = \frac{R_{c.n.}}{\gamma_g} \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (13.4.1)$$

где $R_{c.n.}$ – предел прочности водонасыщенной породы на одноосное сжатие в нормативном значении; l_d – расчетная глубина заделки сваи в несущий слой; d_f – наружный диаметр части сваи, заделанной в породу несущего слоя.

Висячая свая. Несущая способность висячей сваи зависит от сопротивления грунта на ее боковой поверхности и под острием сваи (рис. 13.20).

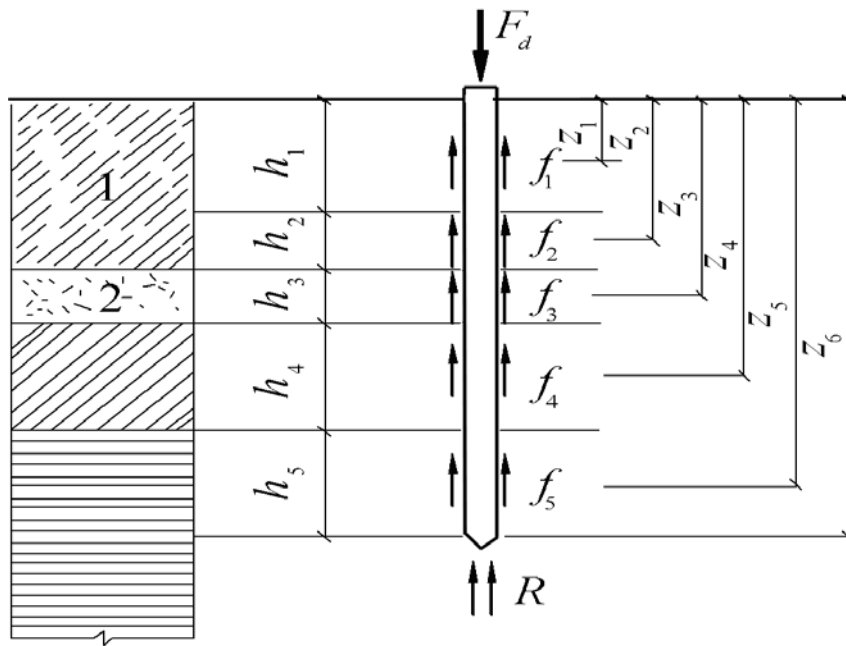


Рисунок 13.20 – Расчетная схема определения несущей способности сваи нормативным методом

Для расчета несущей способности забивной висячей сваи необходимы сведения о физическом состоянии грунтов основания и соприкасающихся с боковой поверхностью, глубине погружения и размерах сваи. По этим сведениям с помощью таблиц 13.1 и 13.2 в общем случае определяется расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности, под нижним концом сваи и распор грунта наклонными гранями фундамента по формуле:

$$F_d = \gamma_c [\gamma_{cR} RA + \sum h_i (\gamma_{cf} f_i u + u_{\sigma_i} i_p E_i k_i \xi_z)], \quad (13.5)$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условия работы сваи в грунте; γ_{cR} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы в грунте соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи в зависимости от способа погружения, принимают по таблице 13.3; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяется по таблице 13.1; A – площадь поперечного сечения сваи; u – наружный периметр поперечного сечения

свай; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности свай, принимают по таблице 13.2; h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай; u_{ci} – сумма размеров сторон i –го поперечного сечения фундамента, которые имеют наклон к вертикали; E_i – модуль деформации грунта i -го слоя; κ_i – коэффициент, зависящий от вида грунта, ξ_z – реологический коэффициент.

Таблица 13.1 – Расчетные сопротивления под острием забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетные сопротивления под острием забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R , кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном						
	0	0,1			0,2	0,3	0,6
1	2	3	4	5	6	7	8
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{2000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6200}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	800
7	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
10	10500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
15	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000
22	12600	8500	6200	$\frac{4800}{4500}$	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания:

1. Над чертой даны значения для песчаных грунтов, под чертой – для пылевато-глинистых.

2. В таблицах 13.1, 13.2 глубину погружения острия свай и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 метров следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 до 10 м – от условной отметки, расположенной на 3 м выше уровня среза или на 3 м ниже уровня подсыпки.

3. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести I_L пылевато-глинистых грунтов значения R и f_i в таблицах 13.1, 13.2 определяют интерполяцией.

4. Для супесей при числе пластичности $I_p < 0,4$ и коэффициенте пористости $e < 0,8$ расчетные сопротивления R и f_i следует определять как для пылеватых песков средней крупности.

Таблица 13.2 – Расчетные сопротивления на боковой поверхности свай и свай-оболочек

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Песчаные грунты средней плотности								
	Крупные и средней крупности	Мелкие	Пылеватые	-	-	-	-	-	-
	Пылевато-глинистые грунты при показателе текучести I_L , равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	58	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примечания:

1. При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай по таблице 13.2 нужно учитывать требования, изложенные в примечании 2, 3 к таблице 13.1.
2. При определении по таблице 13.2 расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай f_i пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

Висячая свая в среднем 60...70 % нагрузки передает на грунт своей боковой поверхностью и 30...40 % – острием.

При определении расчетной нагрузки на одиночную сваю, нормативным методом независимо от вида свай, должно соблюдаться следующее условие:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (13.6)$$

где N – расчетная нагрузка на одиночную сваю, передаваемая сооружением; F_d – несущая способность одиночной свай по грунту; γ_k – коэффициент надежности, принимаемый в зависимости от способа определения несущей способности свай ($\gamma_k = 1,2$, если несущая способность свай определяется по результатам полевых испытаний статической нагрузкой; $\gamma_k = 1,25$, если несущая способность свай определяется по результатам статического зондирования, а также эталонной сваей или сваей-

зондом; $\gamma_k = 1,4$, если несущую способность свай определяли по результатам динамических испытаний свай или расчетом).

Таблица 13.3 – Коэффициенты условий работы грунта

Показатели	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом γ_{cR}	на боковой поверхности γ_{cf}
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной свай;	1,0	0,5
б) на 0,05 м меньше стороны квадратной свай;	1,0	0,6
в) на 0,15 м меньше стороны квадратной или диаметра свай круглого сечения (для опор линий электропередачи)	1,0	1,0
3. Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и больше	1,0	0,9

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом R и на боковой поверхности f_i , принимаемое по таблицам, учитывает работу свай по глубине и в каждом слое, поэтому его значения берут с учетом отметки природного рельефа. Если свая прорезает однородный грунт мощностью более 2 м, то всю толщу этого грунта делят на слои не более 2 м и для каждого слоя определяют свое значение расчетного сопротивления f_i .

13.3.4 Динамический метод определения несущей способности свай

Этот метод основан на зависимости между расходом энергии удара молота и величиной отказа свай в грунте s_a в процессе ее забивки. Метод отличается своей простотой и не требует дополнительных затрат, поскольку используется сваебойное оборудование, то же, что и для погружения свай. Используя оборудование для забивки свай, можно определить несущую способность каждой в отдельности забиваемой свай. Однако следует помнить, что этот метод определения несущей способности свай дает менее точные результаты, в сравнении с результатами испытания пробной

статической нагрузкой, поскольку учитываются динамические нагрузки действующие на сваю при ее забивке, в отличие от статических нагрузок, передаваемых на грунт сооружением в процессе его эксплуатации.

Энергия удара молота, равная массе молота m_I , умноженная на высоту его падения H , расходуется на преодоление сопротивления грунта при погружении сваи $F_{np} \cdot s_a$, на упругие деформации молота и сваи $m_I \cdot h$ и на остаточные деформации, учитывающие разрушение головы сваи от ударов молота $m_I \cdot H$ (рис. 13.21).

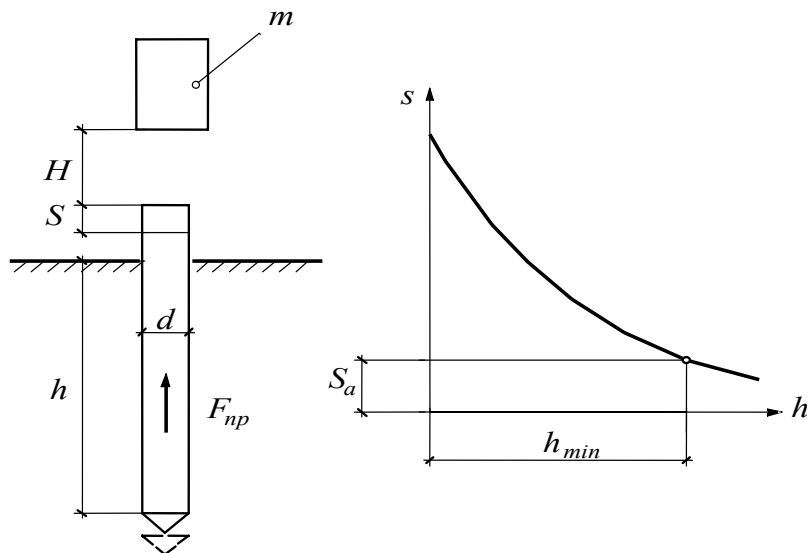


Рисунок 13.21 – Схема определения несущей способности свай динамическим методом

Условие сохранения энергии удара молота приобретают следующий вид :

$$m_I H = F_{np} \cdot s_a + m_I \cdot h + m_I \cdot H \cdot \epsilon. \quad (13.7)$$

Здесь F_{np} – предельное сопротивление сваи погружению, кН; s_a – фактический остаточный отказ сваи после отдыха от одного удара молота, м; h – высота отскока ударной части, м; ϵ – коэффициент восстановления удара при забивке свай.

Из уравнения (13.7) после ряда допущений и преобразований получена формула рекомендуемая ДСТУ БВ 2.1-27:2010 для определения предельного сопротивления сваи F_d по результатам испытания динамической нагрузкой, которая имеет вид:

$$F_d = \frac{\eta \cdot A \cdot M}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot E_d}{\eta \cdot A \cdot s_a} \cdot \frac{m_I + \epsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_I + m_2 + m_3}} - 1 \right], \quad (13.8)$$

где η – коэффициент, учитывающий упругие свойства материала сваи,

принимаемый по таблице 13.4, кН/м^2 ; A – площадь сваи, м^2 ; M – коэффициент, зависящий от вида грунта под нижним концом сваи, принимаемый по таблице 13.5; E_d – расчетная энергия удара молота, кДж , (табл. 13.6); s_a – остаточный отказ сваи от одного удара, м ; m_1 – масса молота или вибропогружателя, т ; m_2 – масса сваи и оголовника, т ; m_3 – масса подбабка (при вибропогружении свай $m_3 = 0$), т ; ϵ – коэффициент восстановления удара (при забивке железобетонных свай молотами ударного действия $\epsilon^2 = 0,2$, а при вибропогружении $\epsilon^2 = 0$).

Следует отметить, что прототипом формулы (13.8) является известная формула проф. Н. М. Герсевича (1917), в которой за основу принято условие, в котором при забивке сваи энергия удара молота представляется как сумма трех слагаемых, о содержании которых было сказано выше.

Таблица 13.4 – Значение коэффициента η в зависимости от материала свай

Виды свай и способы испытаний	Коэффициент η , кН/м^2
Испытание свай забивкой и добивкой (а также в случае определения отказов) при видах свай:	
железобетонных с наголовником	1500
деревянных без подбабка	1000
деревянных с подбабком	800
Контроль несущей способности свай по результатам производственной забивки при значении E_d/s_a , кН :	
1000	2500
2000	1500
4000	950
8000 и более	700

Таблица 13.5 – Значения коэффициента M в зависимости от вида грунта под острием сваи

Грунты под острием сваи	Коэффициент M
1. Крупнообломочные с песчаным заполнителем	1,3
2. Пески средней крупности и крупные средней плотности и супеси твердые	1,2
3. Пески мелкие средней плотности	1,1
4. Пески пылеватые средней плотности	1,0
5. Супеси пластичные, суглинки и глины твердые	0,9
6. Суглинки и глины полутвердые	0,8
7. Суглинки и глины тугопластичные	0,7

Примечание. При плотных песках значения коэффициента M в поз. 2-4 таблицы 13.5 следует увеличивать на 60 %, а при наличии материалов статического зондирования – на 100 %.

Таблица 13.6 – Значения расчетной энергии удара свайного молота E_d в зависимости от оборудования, применяемого при забивке

Молот	Расчетная энергия удара молота E_d , кДж
1. Подвесной или одиночного действия	GH
2. Трубчатый дизель-молот	$0,9 GH$
3. Штанговый дизель-молот	$0,4 GH$
4. Дизельный при контрольной добивке одиночными ударами без подачи топлива	$G(H - h)$

В таблице 13.6 приняты следующие обозначения: G - масса ударной части молота; H - высота падения молота; h - высота отскока свайного молота после удара.

Отказ сваи s_a определяют по одному удару молота или как среднее арифметическое значение погружения сваи от серии ударов. Этот метод применяют в качестве контроля сопротивления сваи при забивке после отдыха с данными полученными расчетным методом.

13.3.5 Метод определения несущей способности грунта моделями свай

С целью сокращения сроков проведения испытаний, снижения стоимости и трудоемкости используют упрощенные методы испытания грунтов эталонными сваями, сваями-зондами, статическим или комбинированным зондированием. Для производства испытаний применяют металлические модели свай небольших размеров с погружением их в грунт специальным оборудованием, смонтированным на автомобиле.

Несущую способность забивных свай F_d на вертикальную нагрузку, по результатам испытания грунтов эталонной свай, свай-зондом или методами зондирования определяют по формулам:

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_{i=1}^n F_u}{n \cdot \gamma_g}, \quad (13.9)$$

$$F_u = \gamma_{cR} \cdot R_{sp} \cdot A + \gamma_{cf} \cdot f_{sp} \cdot u \cdot h, \quad (13.10)$$

где F_u – значение предельного сопротивления грунта забивной сваи по результатам натурных испытаний моделей свай, кН; γ_c – коэффициент условия работы свай; n – число испытаний грунтов моделями свай; γ_g – коэффициент надежности по грунту; γ_{cR} – коэффициент условия работы грунта под нижним концом сваи – зонда (табл. 13.7); R_{sp} – предельное

сопротивление грунта под нижним концом эталонной сваи, кПа (табл. 13.7); A – площадь поперечного сечения натурной сваи, м²; γ_{cf} – коэффициент условия работы грунта на боковой поверхности натурной сваи (табл. 13.7); f_{sp} – среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности эталонной сваи, кПа (табл. 13.7); h – глубина погружения забивной сваи, м; u – периметр поперечного сечения ствола сваи, м.

Значение предельного сопротивления забивной сваи на месте ее погружения можно определить, используя данные зондирования. В таком случае несущую способность сваи находят по формуле (13.10), используя коэффициенты таблицы 13.7.

Таблица 13.7 – Значения коэффициентов γ_{cR} и γ_{cf} в зависимости от сопротивления грунта под острием сваи-зонда и на его боковой поверхности

R_{sp} , кПа	Коэффициент γ_{cR} в зависимости от R_{sp}		f_{sp} , $f_{ps,i}$, кПа	Коэффициент γ_{cf} в зависимости от f_{sp} для эталонных свай типов II и III		Коэффициент γ_{cf} в зависимости от $\gamma_{ps,i}$ для свай-зонда
	для эталонных свай типа II	для эталонных свай типа III		при песчаных грунтах	при пылевато- глинистых грунтах	
≤2000	1,15	1,40	20	2,00	1,20	0,90
3000	1,05	1,20	30	1,65	0,95	0,85
4000	1,00	0,90	40	1,40	0,80	0,80
5000	0,90	0,80	50	1,20	0,70	0,75
6000	0,80	0,75	60	1,05	0,65	0,70
7000	0,75	0,70	80	0,80	0,55	-
10000	0,65	0,60	120	0,50	0,40	-
≥13000	0,60	0,55	-	-	-	-

Примечания:

1. Для промежуточных значений R_{sp} и f_{sp} значения γ_{cR} и γ_{cf} определяют интерполяцией.

2. Для случаев когда, вдоль боковой поверхности сваи залегают песчаные и пылевато-глинистые грунты, коэффициент γ_{cf} находят по формуле:

$$\gamma_{cf} = \frac{\gamma'_{cf} \sum h'_i + \gamma''_{cf} \sum h''_i}{h}, \quad (13.10.1)$$

где $\sum h'_i$, $\sum h''_i$ – суммарные толщины слоев соответственно песчаных и пылевато-глинистых грунтов; γ'_{cf} , γ''_{cf} – коэффициенты условий работы эталонных свай и свай-зондов соответственно в песчаных и пылевато-глинистых грунтах.

13.3.6 Определение несущей способности свай на действие горизонтальных нагрузок

Горизонтальное нагружение ростверка вызывает перемещение свай в горизонтальном направлении. Величина перемещения зависит от прочности грунта, окружающего сваю, величины и условий приложения нагрузки. Несущую способность свайных фундаментов на действие горизонтальных нагрузок определяют, руководствуясь нормативными документами или по результатам испытаниями свай методом статического нагружения. Испытания проводят путем нагружения сваи в горизонтальной плоскости гидравлическим домкратом, как это показано на схеме рисунка 13.22, а.

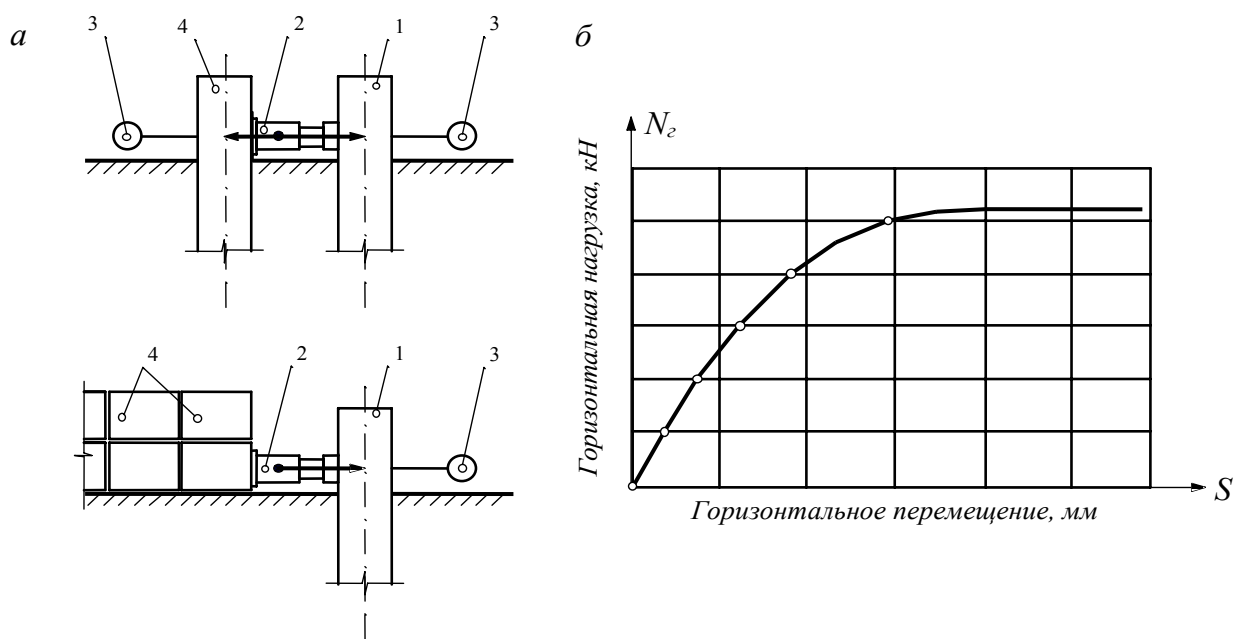


Рисунок 13.22 – Испытания свай на горизонтальные нагрузки:
а – схемы приложения нагрузки; б – зависимость $s = f(N_\Gamma)$;
1 – опытная свая; 2 – гидравлический домкрат; 3 – прогибомер;
4 – упор из статического груза (или ранее забитой сваи)

Испытываемую сваю выбирают вблизи ранее погруженной, которую используют в качестве упора. Нагрузка на сваю передается ступенями, перемещения верхней части сваи фиксируются прогибомерами. Каждую ступень нагрузки выдерживают до условной стабилизации горизонтальных перемещений. По результатам испытаний строят графическую зависимость (рис. 13.22, б) перемещения сваи s от горизонтальной нагрузки N_Γ , по величине которой, определяют предельное сопротивление сваи F_u . Величину предельного сопротивления F_u принимают на одну ступень ниже той, которая соответствует непрекращающемуся перемещению головы сваи в горизонтальной плоскости. Несущую способность сваи при горизонтальном нагружении находят по формуле:

$$F_d = \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_g}, \quad (13.11)$$

где γ_c – коэффициент условия работы свай в грунте ($\gamma_c = 0,6$ – для свай, заглубленных в грунт на глубину до 4,0 м; $\gamma_c = 0,8$ – для свай, заглубленных на глубину более 4,0 м); F_u – предельное сопротивление грунта от действия горизонтально приложенной нагрузки; γ_g – коэффициент надежности грунтового основания.

Горизонтальные перемещения фундаментов могут вызывать повреждения надфундаментных конструкций. По этой причине необходимо устраивать только жесткие соединения свай с ростверком, обеспечивающие устойчивость свайного фундамента при действии на них горизонтальных нагрузок.

13.4 Проектирование свайных фундаментов

13.4.1 Размещение свай в фундаменте

Расположение свай в плане здания определяется конструктивным решением его верхнего строения, характером и величиной нагрузок, условиями погружения и несущей способностью свай.

Свайные фундаменты в зависимости от размещения свай в плане могут быть в виде :

- а) одиночных свай – под отдельно стоящие опоры;
- б) ростверковых лент – под стены зданий и сооружений при передаче на фундамент распределенных по длине нагрузок с расположением свай в один или несколько рядов;
- в) свайных кустов – под колонны с расположением свай в ростверках квадратной, прямоугольной, трапецеидальной и другой формы;
- г) сплошного свайного поля – под тяжелые сооружения со сваями, равномерно расположенными под всем сооружением и объединенными сплошным ростверком.

Свайные фундаменты воспринимают нагрузки от сооружения и передают их на основание частично силами трения и сцепления грунта, возникающими на их боковой поверхности. В результате действия этих сил вертикальная внешняя нагрузка передается на определенный грунтовый конус, а от него на горизонтальную плоскость в форме окружности, где она суммируется с нагрузкой, которая передается подошвой фундамента на грунт основания (рис. 13.18, а).

Из эпюр сжимающих напряжений в грунте следует, что последние заметно убывают по мере удаления от центра подошвы фундамента. Как отмечалось выше, в зависимости от расстояния между осями соседних свай эпюры сжимающих напряжений могут соприкасаться или налагаться одна на

другую, в результате чего напряжения в грунте будут увеличиваться.

По этой причине вопрос прочности и деформируемости грунтов в основаниях свай рассматривается с учетом расстояния между ними.

На основании результатов многочисленных исследований работы свайных фундаментов полагают, что при определении расстояния между сваями эпюры вертикальных напряжений в плоскости нижних концов только соприкасаются, что дает основание считать работу свай в кусте как одиночных. Из этого следует, что чем длиннее сваи, тем большим должно быть расстояние между ними, чтобы создать условия их работы как одиночных. Поскольку напряжения под кустом свай выше, чем у одиночных, а размеры в плане напряженного состояния у куста больше, следовательно осадка такого куста превышает осадку одиночной сваи. Исследования кустов свай в разных грунтовых условиях позволило сделать выводы: при одинаковых нагружениях осадка одиночной сваи всегда меньше, чем куста; величина осадки куста не зависит от формы фундамента в плане; с увеличением расстояния между сваями осадка куста уменьшается; при проектировании кустов из свай постоянного продольного сечения (призматических и цилиндрических) минимальное расстояние между ними принимают $3d$; для свай-стоек – не менее $1,5d$ (где d – диаметр круглого или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного поперечного сечения ствола сваи).

Необходимость соблюдения указанных требований вызвано тем, что при меньших расстояниях снижается несущая способность каждой сваи в кусте, ухудшаются условия забивки соседних свай из-за переуплотнения околоствайного грунта.

Ленточные ростверки могут быть с одно-, двух- и трехрядным расположением свай (смотреть рисунок 13.2).

Размещая сваи в ленточном ростверке, придерживаются следующих принципов:

а) фактическая нагрузка на сваю должна приближаться к расчетной, допускаемой на сваю;

б) необходимо обязательно предусматривать расположение свай в углах здания и на пересечении стен.

Число свай в ростверках следует назначать, учитывая максимальные прочностные свойства материала при расчетной нагрузке, допускаемой на сваю, а также допускаемые перегрузки крайних свай.

Необходимое количество свай на 1 м длины ростверковой ленты определяют по формуле:

$$n = \frac{N_d}{N}, \quad (13.12)$$

где N_d – нагрузка на 1 м длины ленточного ростверка на уровне его подошвы; N – расчетная нагрузка, допускаемая на сваю.

В зависимости от требуемого количества свай на 1 м длины ростверка и регламентируемого расстояния между ними принимают одно- или многорядное расположение свай в ленточном ростверке.

Сначала проверяют возможность однорядного расположения свай. Для этого расстояние между сваями определяют по формуле:

$$a = \frac{N}{N_d}. \quad (13.13)$$

Если окажется, что $a < 3d$, следует перейти к шахматному или двухрядному расположению свай. В этом случае допускаемое расстояния между осями в продольных рядах свай уменьшить до $2,6d$, что, в свою очередь, позволяет уменьшить ширину ростверка. При таком расположении свай минимальное расстояние между осями рядов в поперечном направлении $a/2$ должно быть не менее чем:

$$\frac{a}{2} \geq \sqrt{(3d)^2 - b^2}. \quad (13.14)$$

В случае двух- (рис. 13.23, в) и трехрядных (рис. 13.23, д) ростверков требуемое расстояние между сваями в ряду:

$$a = \frac{mN}{N_d} \geq 3d, \quad (13.15)$$

где m - количество рядов свай в ростверковой ленте.

Количество свай в центрально нагруженном кусте определяют по формуле (13.12), где N_d - вертикальная нагрузка на уровне подошвы кустового ростверка.

При внецентренном нагружении кустового ростверка нагрузка на сваи крайних рядов в кусте (рис. 13.23) находят по формуле:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}. \quad (13.16)$$

Здесь M_x, M_y - расчетные моменты относительно соответствующих главных осей ростверка; n - число свай в кусте; x, y - расстояние от главных осей до сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка; x_i, y_i - расстояние от главных осей до соответствующей оси каждой сваи.

Конструируя свайный куст, необходимо, чтобы для наиболее нагруженных угловых свай выполнялось условие:

$$N_{\phi} \leq 1,2N, \quad (13.17)$$

где N_{ϕ}, N - соответственно фактическая и расчетная нагрузки на сваю.

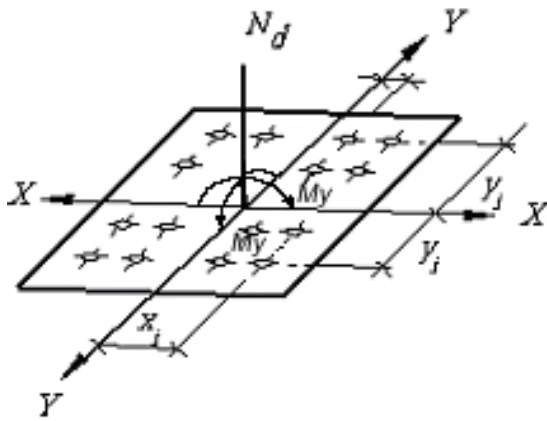


Рисунок 13.23 – Схема внецентренного нагружения кустового ростверка

Таким образом, с одной стороны ростверка, условием (13.17) допускается 20 % - ная перегрузка крайних рядов в кусте с учетом в расчетных сочетаниях кратковременных нагрузок.

С другой стороны, не допускается работа свай на выдергивание:

$$N_{\phi} \geq 0. \quad (13.18)$$

Рациональное расположение свай в кусте обеспечивается при соблюдении

следующих условий равномерной загрузки свай и соблюдения минимального расстояния между ними. Удобным, из условия производства работ, является расположение свай правильными рядами.

Равномерного нагружения свай можно добиться такими приемами:

- 1) сваи располагают несимметрично относительно оси y в соответствии с эпюрой контактных давлений (рис. 13.24, а);
- 2) центр тяжести куста свай смещают по отношению к оси колонны на величину эксцентриситета (рис. 13.24, б). При этом расстояние между рядами свай будет одинаковым.

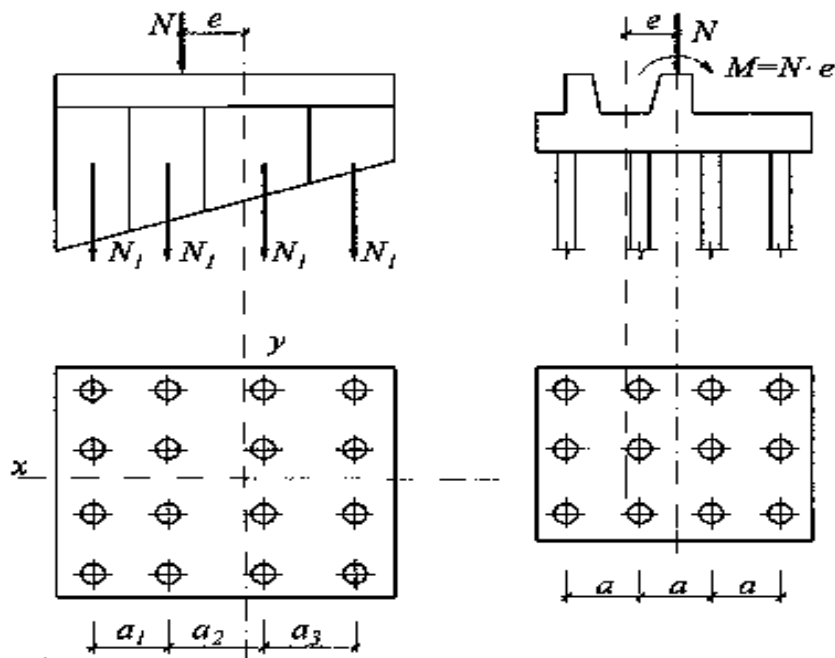


Рисунок 13.24 – Приемы по равномерному нагружению свай в кустовом ростверке при внецентренном приложении нагрузки:

a – ассиметричное расположение свай относительно оси y ; b - смещение центра тяжести куста свай относительно продольной оси колонны

Указанные приемы можно использовать, если суммарная вертикальная нагрузка на фундамент и ее эксцентриситет постоянные по величине и во времени.

13.4.2 Конструкции и расчет ростверков

Ленточные ростверки выполняют в монолитном и сборном железобетоне. Для кирпичных и блочных зданий проектируют преимущественно монолитные ростверки. Имеются различия в принципах конструирования и расчетах монолитных и сборных ростверков.

Монолитные ростверки выполняют из бетона класса не ниже В 12,5.

Размеры поперечного сечения прямоугольного в плане ростверка определяются особенностью размещения свай, размером надземной конструкции, необходимостью заделки головы сваи в ростверк, возможностью отклонения свай при забивке, величиной внешней нагрузки и т.п.

Минимальная ширина сечения ленточного ростверка обычно равна 400 мм, минимальная высота – 300 мм. Расстояние от внешней грани крайнего ряда свай до края ростверка (свес ростверка) должно быть не менее 5 см.

Ширину ленточного ростверка принимают:

– при расположении свай в один ряд (см):

$$b_p = d + 10, \quad (13.19)$$

– при многорядном расположении свай (см):

$$b_p = a(n - 1) + d + c_1, \quad (13.20)$$

где d – диаметр сечения сваи; a – расстояние между осями рядов свай; n – число рядов свай; c_1 – свес ростверка.

Ленточный ростверк рассчитывается на действие изгибающих моментов и поперечных сил, на смятие кладки над сваями.

Расчет одно- или двухрядных ленточных ростверков производят с учетом нагрузок, действующих в период строительства и во время эксплуатации здания.

Расчет ленточного ростверка на эксплуатационные нагрузки выполняют в такой последовательности:

1. Вычисляют длину полуоснования эпюры нагрузки:

$$a = 3,143 \sqrt{\frac{E_p I_p}{E_k b_k}}, \quad (13.21)$$

где E_p – модуль упругости бетона ростверка, МПа; I_p – момент инерции ростверка, см⁴; E_k – модуль упругости кладки, МПа; b_k – толщина

кирпичной или крупноблочной стены, см.

2. Находят расстояние в свету между сваями $L_{св}$ и расчетный пролет ростверка L_p :

$$L_{св} = L - d; \quad L_p = 1,05 L_{св}, \quad (13.22)$$

где L - расстояние между сваями в осях.

Для свай, расположенных в шахматном порядке, в качестве L принимают проекцию расстояния между соседними сваями по диагонали на продольную ось ростверка.

3. В зависимости от соотношения параметров a , $L_{св}$, S по табл.13.8 принимают расчетную схему нагружения ростверка и по соответствующим формулам этой таблицы определяют опорные $M_{он}$ и пролетные $M_{пр}$ изгибающие моменты в ростверке:

$$M_{он} = -0,083 q_k L_p^2, \quad (13.23)$$

$$M_{пр} = -0,042 q_k L_p^2. \quad (13.24)$$

В таблице 13.8 приняты следующие условные обозначения: S - расстояние от края проема до ближайшей оси; q_o - равномерно распределенная нагрузка от здания на уровне ростверка (вес стен, перекрытий, ростверка и полезная нагрузка), тс/м; P_o - наибольшая ордината эпюры нагрузки над гранью сваи (кН),

$$P_o = \frac{q_o L_p}{a}. \quad (13.25)$$

4. Определяют поперечную силу на грани сваи:

$$Q = \frac{q_o L_p}{2}, \quad (13.26)$$

$$Q = \frac{q_k L_p}{2}, \quad (13.27)$$

где q_k - вес надземной конструкции высотой $0,5L$, определяемый с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$.

При наличии проемов, когда высота кладки от верха ростверка до низа проема меньше $1/3$, учитывают вес кладки стен до верхней грани железобетонных перемычек, а при каменных перемычках - вес кладки стен до отметки, превышающей отметку верха проема на $1/3$ его ширины.

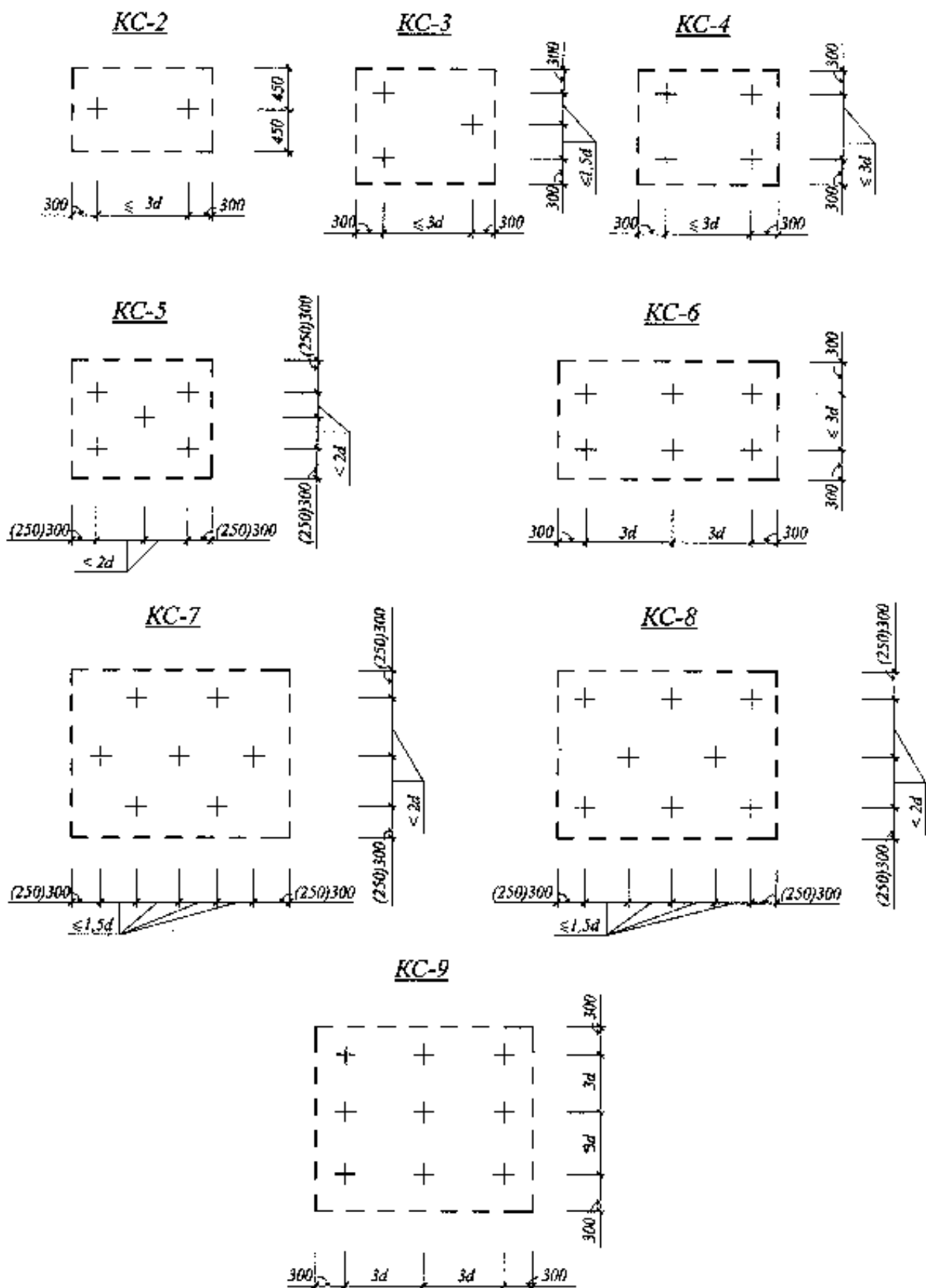


Рисунок 13.25 – Рекомендуемые варианты кустовых ростверков

Если сваи расположены в два ряда, возникает необходимость рассчитать ростверк на изгиб в поперечном направлении. Для этого принимают расчетную схему в виде однопролетной балки на двух опорах, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой q_k .

Сборные железобетонные ростверки, наиболее часто применяют при однорядном расположении свай. При проектировании сборных ростверков используют различные конструктивные решения, чаще всего вариант с применением свайного оголовка. Сборный железобетонный оголовок, имеющий пирамидальное сквозное отверстие, надевают на сваю с последующим замоноличиванием. После этого по верху на оголовок устанавливают балки сборного ростверка (рис. 13.24, а). Применение оголовка обеспечивает надежное опирание ростверка на сваи, отклонение которых от проектного положения в плане может достигать 6 см.

Недостатком такого решения является дополнительный расход бетона и стали на устройство оголовков. Сборный ростверк со свайными оголовками рекомендуется для зданий с техническим подпольем при отметке верха ростверка на уровне низа перекрытия над подпольем.

Для свай, расположенных в один ряд, при достаточно точном их погружении (отклонение в плане от проектного положения не более 4 см) целесообразно применение ростверков без специальных оголовков. В этом случае ленточный ростверк представляет собой систему балок, в которых предусмотрены пирамидальные отверстия для заделки свай (рис. 13.24, в). Обычно такой конструктивный вариант реализуется при слабых грунтах или при использовании коротких свай, когда обеспечивается необходимая точность погружения.

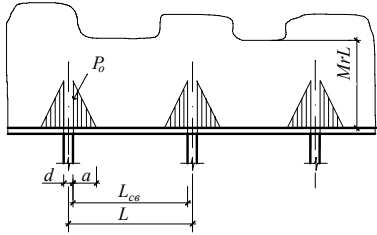
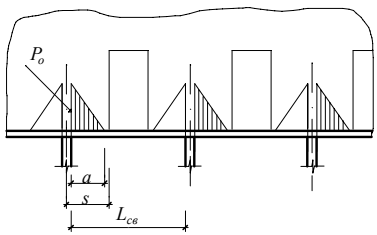
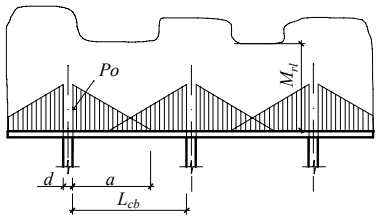
Для центрально-сжатых свай с нагрузкой до 400 кН, которые погружаются с высокой точностью (отклонение в плане и по высоте от проектного положения не превышает 1-8 см), возможно свободное опирание сборного ростверка на головы свай (рис. 13.24, б).

В практике свайного фундаментостроения имеет место применение безростверковых фундаментов.

При этом обязательно учитываются грунтовые условия. Не допускается использование безростверковых фундаментов при опирании свай на крупнообломочные и скальные грунты, в сейсмических районах, на просадочных и заторфованных грунтах.

Конструкция безростверкового фундамента предполагает установку поверх свай сборных оголовков с отверстиями (рис. 13.24, г). После замоноличивания оголовков бетоном или цементным раствором. Непосредственно на них устраивают панели первого этажа, выполняющие роль ростверка.

Таблица 13.8 – Моменты в неразрезном свайном ростверке от кирпичных и других видов каменных стен

Номер схемы	Область применения	Схема нагрузки	Момент на опоре	Момент в середине пролета
1	2	3	4	5
1	$a \leq \frac{L_{св}}{2}$		$\frac{-q_o a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_o a^2}{12}$
2	$a \leq \frac{L_{св}}{2}$ $a < S$			
3	$\frac{L_{св}}{2} \leq a \leq L_{св}$		$\frac{-q_o a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_o}{24} \left[2(6L_p^2 - 4aL_p + a^2) + \frac{L_p(L_p - 6a)}{a^2} \right]$

Продолжение таблицы 13.8

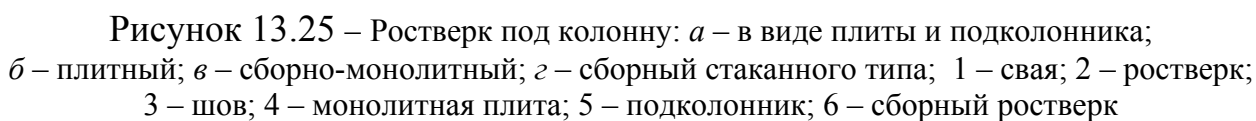
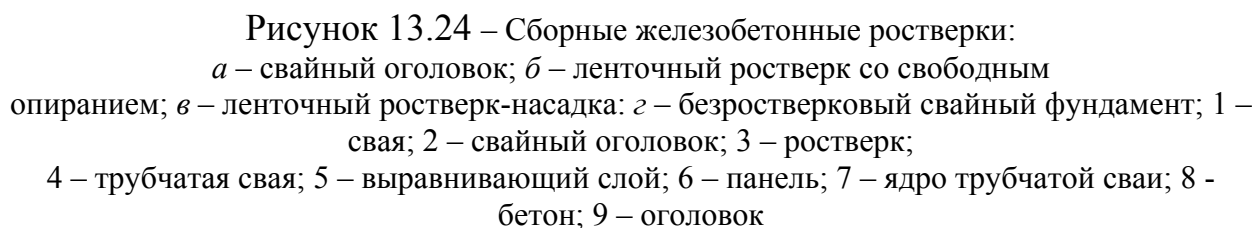
1	2	3	4	5
4	$a \geq L_{св}$		$\frac{-q_o L_p^2}{12}$	$\frac{q_o L_p^2}{24}$
5	$a > S$		$\frac{-q_o S (3L_p - 2S)}{12}$	$\frac{q_o S^2}{6}$
<p>Условные обозначения: q_o - равномерно распределенная нагрузка от здания на уровне ростверка (вес стен, перекрытий, ростверка и полезная нагрузка), тс/м; P_o - наибольшая ордината эпюры нагрузки над гранью свай, тс/м; a - длина полуоснования эпюры нагрузки; S - расстояние от края проема до ближайшей оси; $L_{св}$ - расстояние в свету между сваями, м; L_p - расчетный пролет ростверка, м.</p>				

Таблица 13.9 – Безразмерные коэффициенты α_n

$\frac{z}{l_c}$	x/l_c												
	0	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\beta = 0,05$													
1,01	13,7907	8,0834	2,5951	1,9473	1,5013	1,2419	1,0487	0,8917	0,7590	0,6453	0,5475	0,4634	0,3915
1,1	5,1769	4,8590	4,1223	2,7469	1,6774	1,3103	1,0909	0,9262	0,7914	0,6772	0,5791	0,4945	0,4216
1,3	2,5773	2,5603	2,5109	2,3365	1,8759	1,4884	1,2156	1,0195	0,8692	0,7477	0,6458	0,5588	0,4837
1,5	1,8817	1,8773	1,8644	1,8151	1,6475	1,4419	1,2445	1,0729	0,9286	0,8073	0,7043	0,6158	0,5392
1,7	1,5240	1,5222	1,5168	1,4955	1,4173	1,3066	1,1821	1,0578	0,9411	0,8353	0,7408	0,6569	0,5826
1,9	1,2959	1,2949	1,2920	1,2806	1,2371	1,1716	1,0916	1,0050	0,9172	0,8321	0,7519	0,6776	0,6097
2,1	1,1338	1,3232	1,1314	1,1244	1,0974	1,0552	1,0015	0,9402	0,8749	0,8085	0,7432	0,6803	0,6209
2,3	1,0110	1,0106	1,0094	1,0048	0,9866	0,9577	0,9199	0,8754	0,8263	0,7748	0,7223	0,6703	0,6197
2,5	0,9140	0,9137	0,9129	0,9096	0,8967	0,8758	0,8482	0,8150	0,7775	0,7371	0,6950	0,6523	0,6097
$\beta = 0,1$													
1,01	9,05060	8,6979	5,3509	1,8597	1,4285	1,1884	1,0093	0,8628	0,7382	0,7606	0,5374	0,4568	0,3874
1,1	5,2092	4,9650	4,3346	2,8941	1,6489	1,2677	1,0547	0,8978	0,7699	0,6613	0,5676	0,4865	0,4162
1,3	2,6499	2,6319	2,5797	2,3940	1,8995	1,4853	1,2003	1,0011	0,8519	0,7328	0,6337	0,5492	0,4764
1,5	1,9195	1,9139	1,9002	1,8475	1,6690	1,4511	1,2440	1,0665	0,9194	0,7974	0,6949	0,6075	0,5321
1,7	1,5458	1,5439	1,5382	1,5157	1,4331	1,3167	1,1867	1,0578	0,9381	0,8340	0,7452	0,6652	0,5936
1,9	1,3102	1,3092	1,3061	1,2942	1,2487	1,1803	1,0973	1,0077	0,9174	0,8305	0,7492	0,6742	0,6060
2,1	1,1439	1,1432	1,1414	1,1342	1,1061	1,0623	0,0068	0,9437	0,8767	0,8099	0,7424	0,6788	0,6188
2,3	1,0185	1,0181	1,0168	1,0121	0,9933	0,9635	0,9246	0,8689	0,8287	0,7760	0,7226	0,6699	0,6187
2,5	0,9198	0,9195	0,9187	0,9153	0,9020	0,8806	0,8522	0,8182	0,7800	0,7388	0,6990	0,6526	0,6096

Продолжение таблицы 13.9

$\frac{z}{l_c}$	x/l_c												
	0	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\beta = 0,2$													
1,01	6,7056	6,0955	5,7741	3,5721	1,3261	1,1113	0,9523	0,8210	0,7080	0,6094	0,5230	0,4474	0,3816
1,1	4,7391	4,5442	4,3622	3,3313	1,6805	1,2170	1,0047	0,8575	0,7391	0,6384	0,6512	0,4750	0,4084
1,3	2,7056	2,6886	1,6389	2,4581	1,9457	1,4943	1,1859	1,0785	0,8287	0,7123	0,6167	0,5358	0,4661
1,5	1,9600	1,9551	1,9408	1,8859	1,6979	1,4666	1,2466	1,0602	0,9083	0,7846	0,5823	0,5960	0,5223
1,7	1,5728	1,5708	1,5647	1,5410	1,4537	1,3309	1,1940	1,0591	0,9349	0,8245	0,7277	0,6433	9,5695
1,9	1,3286	1,1327	1,3244	1,3118	1,3639	1,1921	1,1052	1,0118	0,9183	0,8289	0,7457	0,6698	0,6011
2,1	1,1572	1,1565	1,1546	1,1470	1,1176	1,0719	1,0141	0,9486	0,8793	0,8096	0,7515	0,6768	0,6161
2,3	1,0285	1,0281	1,0289	1,0218	1,0023	0,9713	0,9310	0,8837	0,8320	0,7779	0,7233	0,6695	0,6175
2,5	0,9276	0,9273	0,9265	0,9229	0,9092	0,8871	0,8578	0,8228	0,7834	0,7412	0,6974	0,6532	0,6095



Конструктивные решения *кустовых ростверков* определяются типом колонн, размещением свай в кусте, характером и размером нагрузок на колонны и сваи.

В случае применения сборных колонн наиболее часто используют ростверк, состоящий из стаканного подколонника и плитной части (рис. 13.25, *а*). Рекомендации по назначению размеров стаканного подколонника приведены на рисунке 13.26. Иногда используют плитные ростверки (рис. 13.25, *б*), в которых предусмотрено углубление для опирания сборной колонны. Размеры углубления принимают такими же, как и внутренние размеры стаканного подколонника.

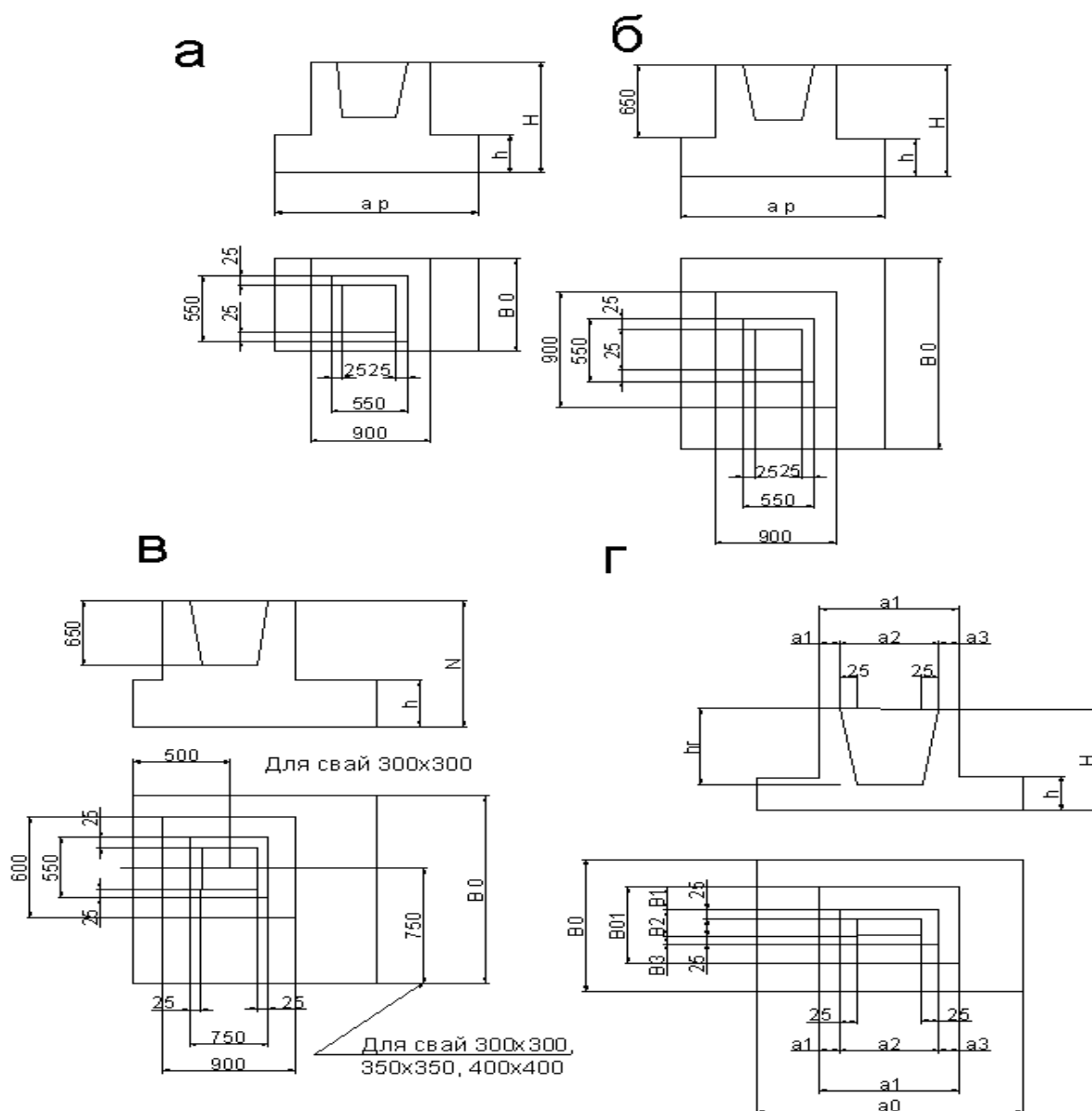


Рисунок 13.26 – Типовые ростверки для фундамента: *а* – из двух свай; *б, г* – с количеством свай от четырех до девяти; *в* – из трех свай

Ростверки, приведенные на рисунке 13.25, а, б, выполняют монолитными из бетона марки не ниже В 12,5. Сборно-монолитный ростверк (рис. 13.25, в) включает монолитную плитную часть и сборный подколонник.

В неблагоприятных климатических условиях могут применяться сборные ростверки стаканного типа (рис. 13.25, г), если вес их не превышает 20-27 т, а монтажные краны имеют соответствующую грузоподъемность.

В случаях использования монолитной железобетонной или стальной колонны ростверк состоит только из плитной части (рис. 13.27).

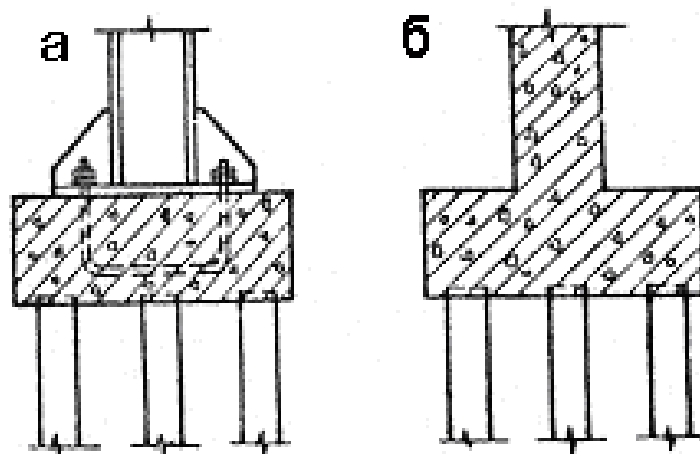


Рисунок 13.27 – Монолитные ростверки под колонну:
а – металлическую; б – железобетонную

Очертания и размеры подошвы ростверка полностью определяются размещением свай в кусте.

Толщина плитной части ростверка определяется расчетами:

- на продавливание колонной и угловой сваей нижней плиты ростверка;
- на поперечную силу по наклонным сечениям;
- на изгиб и местное сжатие.

При расчете на местное сжатие давление, передаваемое торцом сваи, не должно превышать расчетного сопротивления бетона ростверковой плиты более чем на 30 %. Минимальная толщина плиты ростверка - 400 мм.

Конструктивные решения и проверочные расчеты ростверков для буронабивных свай принципиально не отличаются от конструктивных решений и расчетов ранее рассмотренных ростверков для забивных свай. Ростверки кустов из двух и трех буронабивных свай для случая применения сборной колонны показаны на рисунке 13.28.

Свайный фундамент состоящий из одной сваи, в этом случае узел сопряжения колонны со сваей выполняется согласно рисунку 13.31.

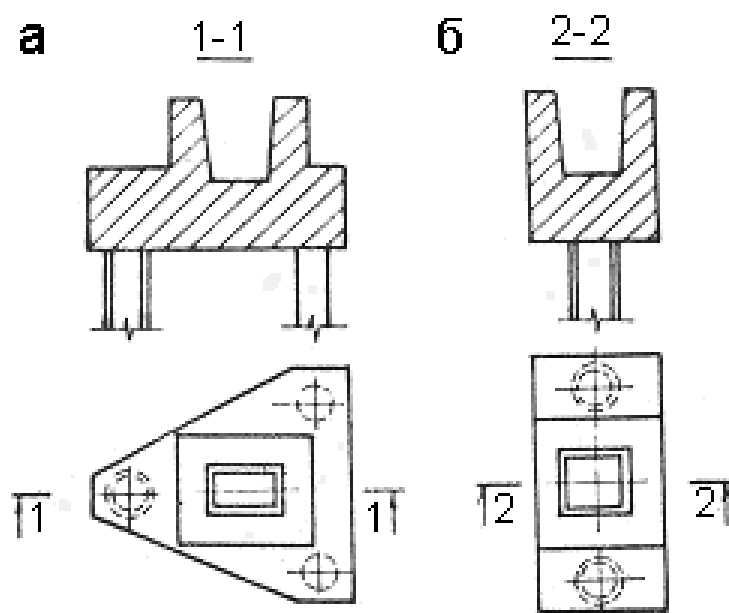


Рисунок 13.28 – Ростверки буронабивных свай:
а – трехсвайный; *б* – двухсвайный

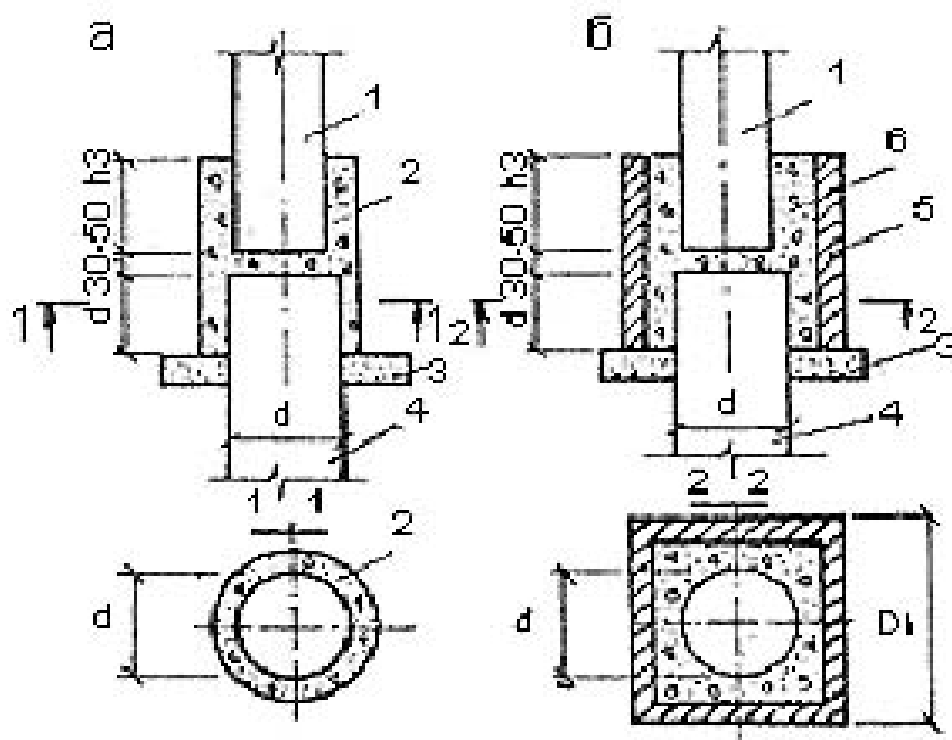


Рисунок 13.29 – Узел сопряжения колонны с односвайным фундаментом:
а – в монолитном варианте; *б* – в сборно-монолитном варианте;
 1 – колонна; 2 – монолитная обойма; 3 – щебеночная подготовка;
 4 – свая; 5 – сборная железобетонная обойма; 6 – бетонное заполнение объема

Сопряжение свайного ростверка со сваями может быть свободно опирающимся и жестким.

Согласно нормативным требованиям жесткое сопряжение свай с ростверком необходимо в случаях, когда:

- а) стволы свай располагаются в слабых грунтах (рыхлых песках, пылевато-глинистых грунтах текучей консистенции, илах, торфах и т.п.);
- б) в месте сопряжения свай с ростверком нагрузка, передаваемая на сваю, приложена с эксцентриситетом, выходящим за пределы ядра сечения сваи;
- в) на сваи действуют горизонтальные нагрузки, перемещения от которых при свободном опирании оказываются больше предельных для проектируемого здания или сооружения;
- г) сваи работают на выдергивающие нагрузки.

При выборе способа сопряжения свай с ростверком нагрузки на каждую сваю определяются из предположения, что такие суммарные нагрузки на фундамент, как вертикальная сила N , горизонтальная сила T и изгибающий момент M распределяются между сваями равномерно. Если ни один из названных случаев, когда требуется жесткая заделка свай в ростверк, не реализуется, предусматривается свободное опирание ростверка на сваю.

Жесткое сопряжение свай с ростверком достигается одним из следующих способов:

- 1) заделкой сваи в ростверк на глубину, равную ее поперечнику;
- 2) заделкой в ростверк выпусков продольной арматуры свай. Тело сваи при этом заводят в ростверк на глубину 50-100 мм при проектировании промышленных и гражданских зданий и на 150 мм – для мостов.

Реализация второго способа сопряжения с использованием забивных свай достигается частичным разрушением головы сваи и обнажением продольной арматуры.

Глубину заделки h_a свай или выпусков арматуры в ростверк определяют, руководствуясь нормами по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. Расчетная глубина заделки h_a должна быть не меньше значений, вытекающих из конструктивных требований:

1. Для фундаментов промышленных и гражданских зданий принято условие $h_a \geq d$, при этом $h_a \geq 300$ мм при использовании забивных свай сплошного сечения; $h_a \geq 450$ мм для полых круглых свай диаметром 30-80 см; $h_a \geq 500$ мм для буронабивных свай (где d - размер стороны поперечного сечения или диаметр круглой сваи).

При использовании преднапряженных свай длиной более 6 м для жесткой заделки применяют дополнительный каркас из ненапрягаемой арматуры, который заделывают в ростверк или оголовок на глубину не менее чем на 20 диаметров продольного стержня каркаса сваи и не менее чем на 250 мм.

2. При проектировании свайных фундаментов мостов $h_a \geq 2d$ и $h_a \geq 1,2$ м при $d = 0,6$ м.

В случае заделки ствола сваи в ростверк на 150 мм выпуски арматуры должны быть по длине не менее 25 диаметров стержня из арматуры периодического профиля и 40 диаметров – из гладкой арматуры.

Примеры жесткого сопряжения свай с ростверком показаны на рисунке 13.30.

Свободное опирание ростверка на сваю в расчетных схемах считается шарнирным сопряжением. При монолитном ростверке шарнирное сопряжение конструктивно обеспечивается заделкой головы сваи в ростверк на глубину 5-20 см. Такая глубина заделки гарантирует равномерную передачу нагрузок по всему сечению сваи. Если забивную сваю не удастся погрузить до проектной отметки, головную часть сваи срубывают до отметки, на 5 см превышающей отметку подошвы ростверка. При этом выпуск продольной арматуры в ростверк не требуется.

При использовании сборных ростверков с оголовками сваи заводят в оголовок не менее чем на 10 см. Сваи, не доведенные при погружении до проектной отметки, срубывают таким образом, чтобы обеспечить указанную величину заделки в ростверк (рис. 13.31, а).

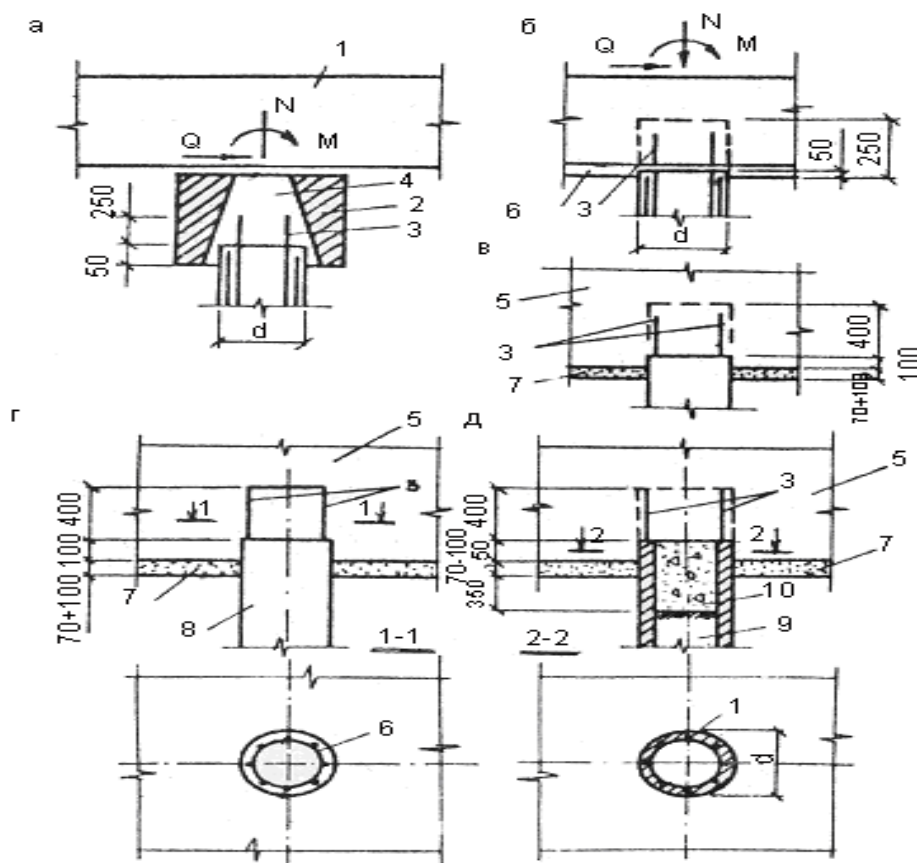


Рисунок 13.30 – Жесткое сопряжение свай с ростверком: а – соединение головной части сваи с насадкой; б, в – соединение ростверка со свайей прямоугольного сечения; г, д – соединение круглых свай с ростверком; 1- надфундаментная конструкция; 2 - насадка; 3 – выпуски арматуры; 4 – полость, заполняемая бетоном; 5 – ростверк; 6 – спиральный хомут; 7 – подготовка; 8 – круглая свая сплошного сечения; 9 – грунтовое ядро полый сваи; 10 – круглая полая свая

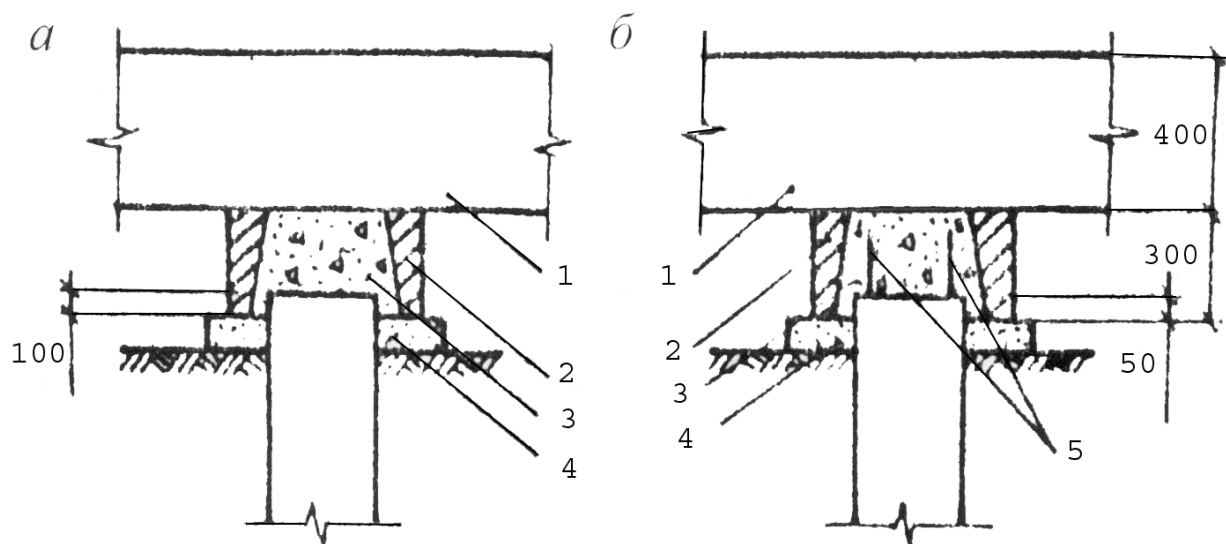


Рисунок 13.31 – Свободное опирание ростверков на сваи с насадками:
а – сопряжение без арматурных выпусков; *б* – сопряжение с использованием выпусков арматуры; 1 – ростверк; 2 – насадка; 3 – полость, заполняемая бетоном; 4 – бетонная подготовка; 5 – выпуски арматуры

В случаях применения сборных ростверков с пирамидальными отверстиями сваю заводят в ростверк на 50 мм (рис. 13.31, *б*). В безростверковых свайных фундаментах глубина заделки сваи в сборный оголовок составляет 200 мм.

13.4.3 Расчет свайных фундаментов по деформациям

Расчет сооружений по деформациям оснований, согласно требованиям ДБН В.2.1.-2009 необходимо выполнять, соблюдая условие:

$$S_{\Sigma} \leq S_u, \quad (13.28)$$

где S_{Σ} – суммарная совместимая деформация основания и сооружения от действующих факторов и воздействий; s_u – предельное значение деформации сооружения, определяется расчетом или по таблице ДБН.

Условие (13.28) должно выполняться для всех нормируемых видов деформации (осадок, кренов, горизонтальных перемещений), которые могут оказаться определяющими для фундамента.

Расчету по деформациям подлежат фундаменты из висячих свай, воспринимающие сжимающие нагрузки. Нормативными документами предусмотрено несколько методов расчета деформаций в зависимости от типа фундамента, вида деформаций и характера загрузжений.

13.4.4 Методы расчета осадок (деформаций) оснований свайных фундаментов

Согласно норм на проектирование оснований и фундаментов расчет по деформациям является обязательным требованием.

Рассмотрим наиболее часто используемые методы расчета по деформациям (осадок) различных типов свайных фундаментов.

Так, осадки оснований ленточных свайных фундаментов можно определить по формуле:

$$s = \frac{q_o (1 - \nu^2)}{\pi E} \delta_o. \quad (13.29)$$

Здесь q_o – погонная нагрузка на свайный фундамент; ν – коэффициент Пуассона; E – модуль деформации грунта активной зоны; δ_o – безразмерный коэффициент, принимаемый по номограмме на рисунке 13.34 в зависимости от приведенной ширины фундамента $\beta = b_c / l_c$ (l_c – глубина погружения сваи; b_c – ширина фундамента) и приведенной глубины активной зоны z_o / l_c (где z_o – глубина нижней границы активной зоны).

Деформацию грунта под свайным фундаментом определяют в пределах активной зоны.

Нижняя граница активной зоны располагается на глубине, где дополнительные напряжения от фундамента не превышают структурной прочности грунта. Допускается нижнюю границу активной зоны принимать на глубине, где напряжения от внешней нагрузки не превышают 0,01 МПа.

Напряжения от внешней нагрузки в активной зоне ленточных свайных фундаментов:

$$\sigma_z = \frac{q_o}{\pi l_c} \alpha_n, \quad (13.30)$$

где q_o – погонная нагрузка на ленточный свайный фундамент, включая вес грунто-свайного массива; l_c – глубина погружения свай в грунт, считая от подошвы ростверка; α_n – безразмерный коэффициент, принимаемый по таблицам, в зависимости от приведенных значений ширины свайного фундамента $\beta = b_c / l_c$, глубины рассматриваемой точки z / l_c и расстояния рассматриваемой точки от оси ленточного фундамента x / l_c (где b_c – ширина фундамента; x – расстояние рассматриваемой точки до оси фундамента; z – глубина рассматриваемой точки).

Напряжения в плоскости нижнего конца свай не должны превышать расчетного давления на грунт на этом же уровне.

Границы условного фундамента определяются: сверху – поверхностью планировки грунта, снизу – плоскостью, проходящей через нижние концы свай, с боков – вертикальными плоскостями, проходящими по наружным граням крайних рядов свай.

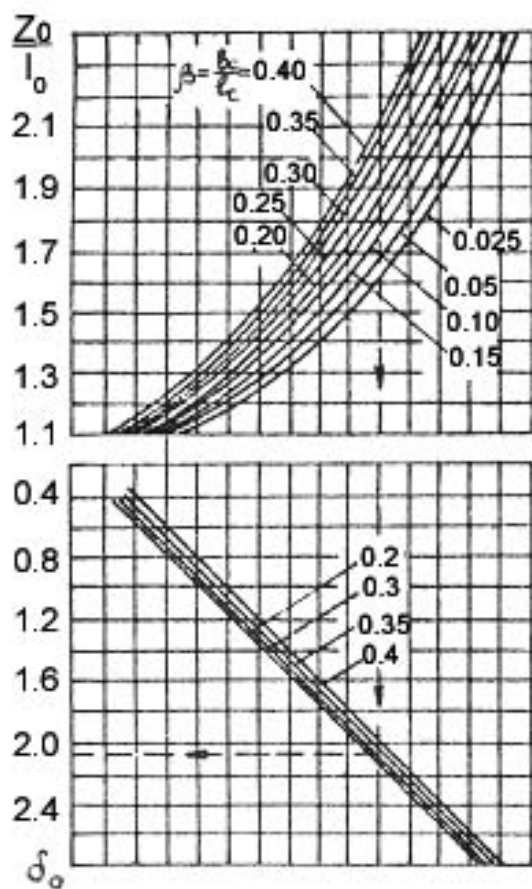


Рисунок 13.32 – Номограмма для определения коэффициента δ_0

Сваи и зажатый между ними грунт представляют единый грунто-свайный массив (рис. 13.33).

Коэффициент Пуассона ν при практических расчетах рекомендуется принимать таким: для крупнообломочных грунтов – 0,27, для песков и супесей – 0,30, для суглинков – 0,35, для глин – 0,42.

Значения коэффициента δ_0 определяют по номограмме на рисунке 13.32 следующим образом. Через точку, соответствующую вычисленному значению приведенной глубины сжимаемой толщи z_0/l_c , проводят прямую, параллельную оси абсцисс, до пересечения с линией приведенной ширины фундамента $\beta = b_c/l_c$ и опускают перпендикуляр до линии коэффициента Пуассона ν грунта. Из точки пересечения проводят линию, параллельную оси абсцисс, до пересечения с осью ординат, на которой приведены значения коэффициента δ_0 .

Модуль деформации активной зоны E , учитывающий уплотнение грунта в результате забивки свай, определяют по опытным данным испытаний грунта с помощью свай-штампа, погруженных свай, статическим зондированием. При отсутствии опытных данных могут быть использованы графики А. А. Луга (рис. 13.34), где так называемый эквивалентный модуль упругости $E_{э0}$ приводится в зависимости от вида грунта, его плотности или консистенции и расчетной глубины сжимаемой толщи. Эти графики построены по данным натурных наблюдений за стабилизированными осадками различных сооружений.

Если в пределах расчетной глубины сжатия z_0 грунт основания представлен двумя или более слоями толщиной t_1, t_2, t_3 (рис. 13.35), то эквивалентные модули общей деформации $E_{эок}$ для грунтов этих слоев

принимают по тем же графикам (рис. 13.34), считая глубины сжатия равными соответственно z_o , $(z_o - t_1)$, $(z_o - t_2)$.

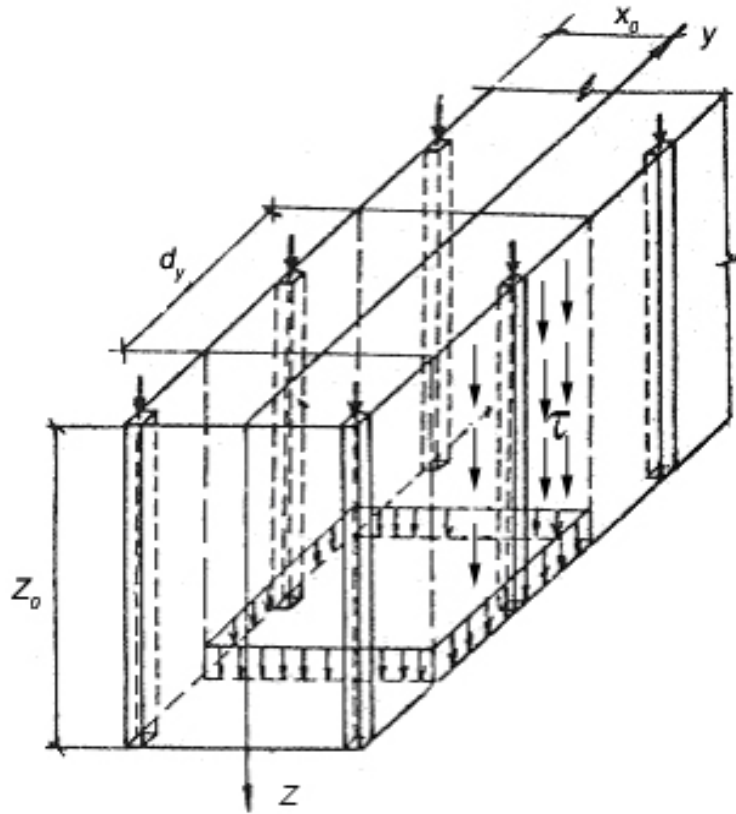


Рисунок 13.33 – Схема грунто-свайного массива

При слоистом основании в формулу (13.29) следует вводить осредненный в пределах активной зоны модуль деформации:

$$E_{cp} = \frac{\sum E_i t_i}{\sum t_i}, \quad (13.31)$$

где E_i – модуль деформации i -го слоя, определяемый экспериментально или по графикам на рис. 13.34; t_i – мощность i -го слоя в пределах активной зоны.

Расчет осадок по (13.29) возможен, если в пределах активной зоны грунт находится в стадии линейного деформирования, т.е. выполняется условие:

$$\sigma_{zp} \leq R_z, \quad (13.32)$$

где σ_{zp} – дополнительное напряжение на глубине z , определяемое по (13.30); R_z – расчетное сопротивление грунта для условного фундамента, имеющего габариты грунто-свайного массива; его находят по формуле (13.33):

$$R_z = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} (M_\gamma K_z b \gamma_{II} + M_q d_I \gamma'_{II} + M_c c_{II}). \quad (13.33)$$

Здесь γ_{c1}, γ_{c2} – коэффициенты условий работы; M_γ, M_q, M_c – коэффициенты, определяемые в зависимости от величины угла внутреннего трения грунта под нижним концом свай; K_z – коэффициент, принимаемый по указаниям СНиП 2.02.01-83, п. 2.41; b, d_I – соответственно ширина и глубина заложения фундамента (от планировочной отметки), которые принимают равными ширине B_y и высоте H_y грунто-свайного массива; $\gamma_{II}, \gamma'_{II}$ – осредненные значения удельного веса грунтов, залегающих соответственно под нижними концами свай и в пределах длины свай; c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего под нижним концом свай.

Условие (13.32) следует проверять с учетом образования под нижними концами свай уплотненной зоны, возникающей при забивке свай. Затем сравнивают дополнительное σ_z и расчетное R_z давления, определяемые на двух глубинах: под нижним концом свай и на границе уплотненной зоны, мощность которой равна трем диаметрам свай, начиная от плоскости их нижних концов.

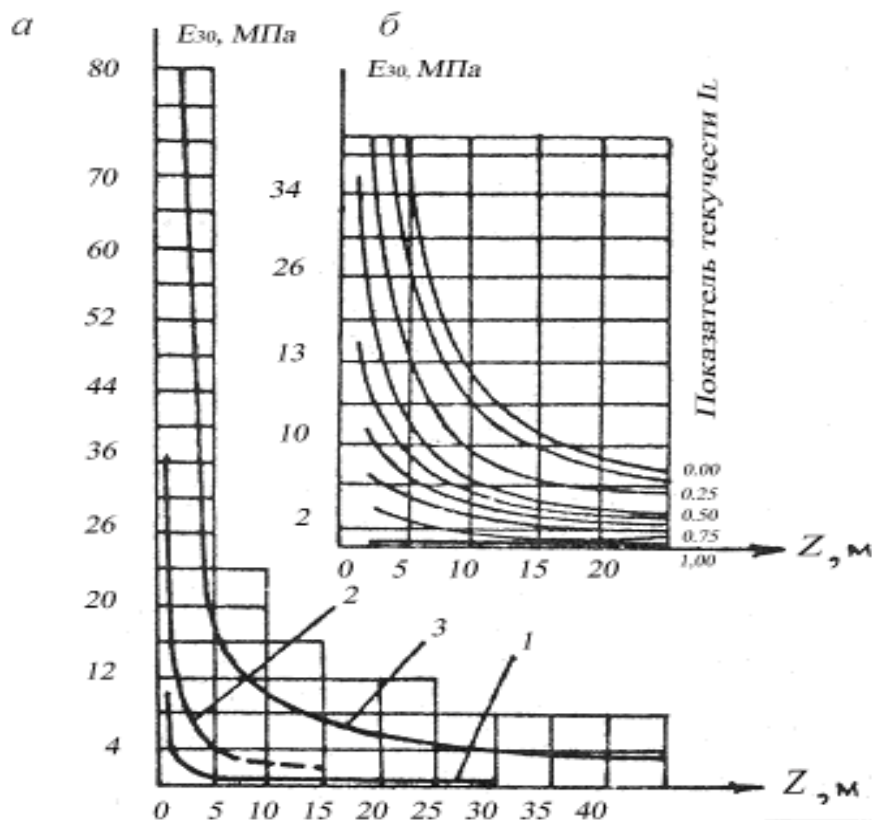


Рисунок 13.34 - Графики А. А. Луга для определения эквивалентного модуля деформации грунта: а – для песков; б – для пылевато-глинистых грунтов; 1 – рыхлый песок; 2 – песок средней плотности; 3 – плотный песок

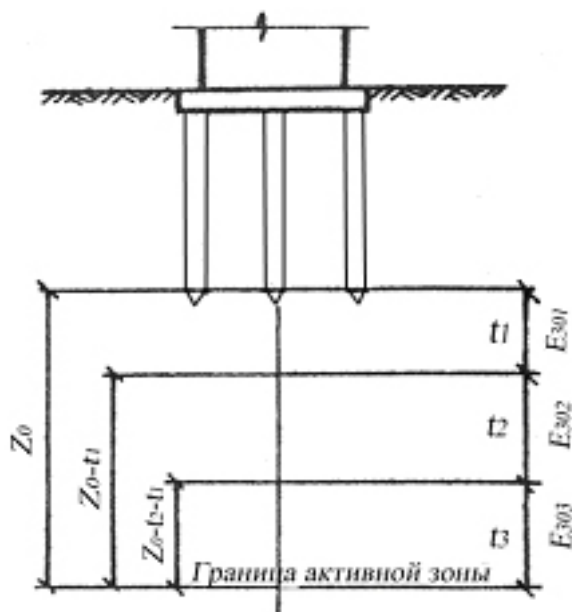


Рисунок 13.35 – Схема определения эквивалентных модулей общей деформации грунта для слоистого основания

Порядок расчета осадок ленточного фундамента следующий:

1) уточняют нагрузки на фундамент на уровне нижних концов свай с учетом веса грунто-свайного массива;

2) вычисляют расчетную нагрузку с коэффициентом надежности $\gamma_f > 1$ для определения дополнительных напряжений и нагрузку с коэффициентом надежности, равным $\gamma_f = 1$, для определения осадок;

3) строят эпюру дополнительных напряжений;

4) определяют напряжения по формуле (13.30) под нижними

концами свай и на границе уплотненной зоны. При невыполнении условия (13.32) $\sigma_{zp} \leq R_z$ следует изменить размеры фундамента либо уменьшить нагрузку на фундамент и повторить расчеты, начиная с п. 1;

5) находят границу активной зоны;

6) при отсутствии экспериментальных данных вычисляют модуль общей деформации грунта, используя график на рис.13.34. По (13.31) определяют параметр E_{cp} ;

7) по номограмме на рис.13.32 определяют параметр δ_o ;

8) по формуле (13.29) вычисляют осадку ленточного фундамента.

Расчет осадок одиночных свай, прорезающих слой грунта с модулем сдвига G_1 и коэффициентом Пуассона ν_1 и опирающихся на грунт, рассматриваемый как линейно-деформируемое полупространство, характеризуемое модулем сдвига G_2 и коэффициентом Пуассона ν_2 , допускается производить при $N \leq F_d / \gamma_k$ и условии $l/d > 5$, $G_1 l / G_2 d > 1$ (где l – длина свай, м; d – диаметр или сторона поперечного сечения свай, м) по формулам:

а) для одиночной свай без уширения:

$$s = \beta \frac{N}{G_1 l}, \quad (13.34)$$

где N – вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, МН;

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_I} + \frac{1 - (\beta'/\alpha')}{\alpha}, \quad (13.35)$$

β' – коэффициент, соответствующий абсолютно жесткой свае ($EA = \infty$), $\beta' = 0,17 \ln(K_v G_I l / G_2 d)$; λ_I – параметр, определяющий увеличение осадки за счет сжатия ствола:

$$\lambda_I = \frac{2,12 \alpha^{3/4}}{1 + 2,12 \alpha^{3/4}}, \quad (13.36)$$

α' – тот же коэффициент для однородного основания с характеристиками G_I и ν_I ; $\alpha' = 0,17 \ln(K_{\nu_I} l / d)$; α – относительная жесткость сваи, $\alpha = EA / G_I l^2$; EA – жесткость ствола сваи на сжатие, МН; $K_v = 2,82 - 3,78\nu + 2,18\nu^2$ соответственно при $\nu = (\nu_I + \nu_2)/2$ и при $\nu = \nu_I$;
б) для одиночной сваи с уширением:

$$s = \frac{0,22N}{G_2 d_b} + \frac{Nl}{EA}, \quad (13.37)$$

где d_b – диаметр уширения сваи.

Характеристики G_I и ν_I принимают осредненными для всех слоев грунта в пределах глубины погружения сваи, а G_2 и ν_2 – в пределах 10 диаметров сваи или уширения (для сваи с уширением) при условии, что под нижними концами свай отсутствуют торфы, илы и грунты текучей консистенции.

Осадки кустовых свайных фундаментов рассчитывают как для условного фундамента (УФ) на естественном основании.

В ходе расчета выполняют следующие требования:

- а) определяют размеры УФ;
- б) проверяется соблюдение условия $\sigma < R$ на уровне подошвы УФ;
- в) определяются осадки УФ.

Предполагается, что условный фундамент, включающий ростверк, сваи и заключенный между ними грунт, как и фундамент на естественном основании, передает давление основанию только по подошве. Сопротивление грунта по боковым поверхностям УФ учитывают увеличением его подошвы на величину $l_c \operatorname{tg} \varphi_{cp} / 4$ с каждой стороны (рис. 13.36), где l_c – глубина погружения свай в грунт; φ_{cp} – средневзвешенное значение угла внутреннего трения грунта в пределах длины сваи:

$$\varphi_{cp} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{l}, \quad (13.38)$$

φ_i – угол внутреннего трения i -го слоя грунта, пройденного свайей;
 h_i – толщина i -го слоя грунта по контактной поверхности сваи.

Размеры УФ (рис. 13.36) снизу ограничиваются плоскостью a_1d_1 , проходящей через нижние концы свай; с боков – вертикальными плоскостями a_1a_2 и d_1d_2 , отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $l_c \operatorname{tg} \varphi_{cp}/4$; сверху – поверхностью планировки грунта b_1c_1 .

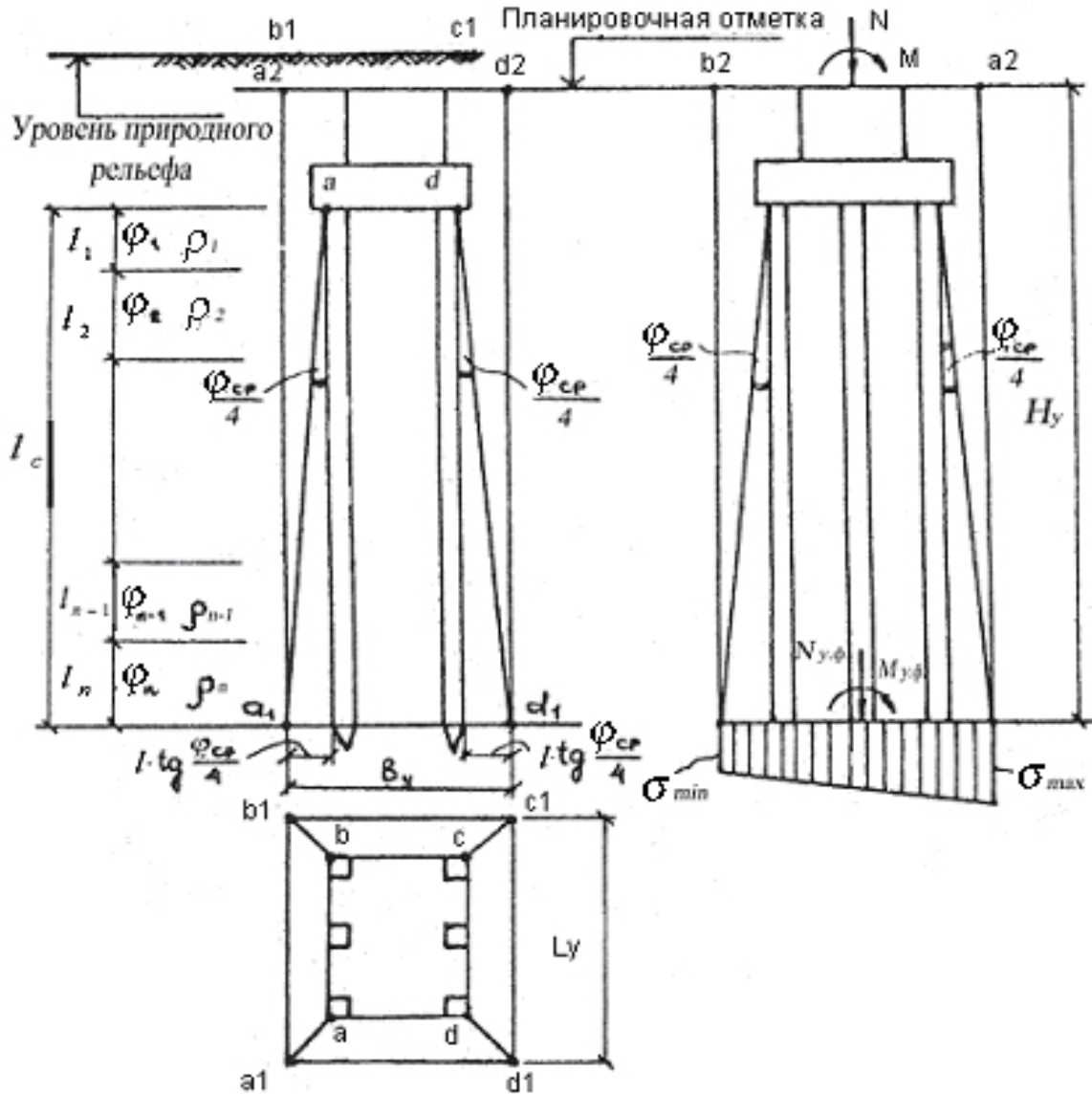


Рисунок 13.36 – Схема определения размеров грунто-свайного массива (условного фундамента) для расчета осадок кустового свайного фундамента

Выполнение условия (13.32) позволяет использовать расчетные формулы для линейно-деформируемого основания, в частности применить для расчета осадок метод послойного суммирования. Принимают прямолинейное очертание эпюры реактивного давления под подошвой УФ. Для внецентренно-нагруженного фундамента максимальное давление под подошвой условного фундамента находят по формуле:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B_y L_y} - \frac{M}{W}, \quad (13.39)$$

где N - вертикальная нагрузка по подошве УФ с учетом веса грунто-свайного массива; B_y, L_y - стороны подошвы УФ; M - изгибающий момент на уровне подошвы УФ; W - момент сопротивления подошвы УФ, $W = \frac{B_y L_y^3}{6}$.

Расчетное сопротивление грунта определяют по формуле (13.33) с подстановкой габаритных размеров УФ.

Осадки УФ методом послойного суммирования рассчитывают с построением эпюр бытовых и дополнительных давлений, а также определением нижней границы сжимаемой толщи. Осадки ленточных свайных фундаментов промышленных и гражданских зданий определяют по (13.29).

Осадки и крены фундаментов с размерами более 10x10 м рекомендуется определять с использованием расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины. При этом необходимо:

а) вводить в расчет нагрузки, действующие на уровне подошвы плитного ростверка;

б) учитывать деформации только тех грунтов, которые залегают ниже острия свай.

Таким образом, используются расчетные схемы на рисунке 13.37, в которых расчетная толщина сжимаемого слоя H_c отсчитывается от нижних концов свай. На рисунке 13.37 приняты следующие обозначения: N, M – соответственно вертикальная сила и изгибающий момент по подошве ростверка; P – среднее давление под подошвой условного фундамента.

Осадку фундаментов из свайных полей рекомендуется определять по формуле :

$$s = \frac{0,12 P_p b}{E}, \quad (13.41)$$

где P_p - среднее давление на основание на уровне подошвы плитного ростверка; b - ширина или диаметр фундамента; E - средневзвешенный модуль деформации сжимаемой толщи, мощность которой принимается равной ширине фундамента, начиная от плоскости нижних концов свай.

В случае разнородного по сжимаемости основания средневзвешенное значение модуля деформации определяют по формуле:

$$E = \frac{1}{b} [E_1 h_1 k_1 + E_2 h_2 k_2 + \dots + E_i (b - \sum h_i) k_i], \quad (13.42)$$

где E_1, E_2, \dots, E_i - модули деформации первого, второго, ..., i -го

слоев; h_1, h_2, \dots, h_i - мощность первого, второго, ..., i -го слоев; k_1, k_2, \dots, k_i - коэффициент, учитывающий глубину залегания слоя, принимаемый по таблице 13.9 в зависимости от глубины расположения подошвы слоя.

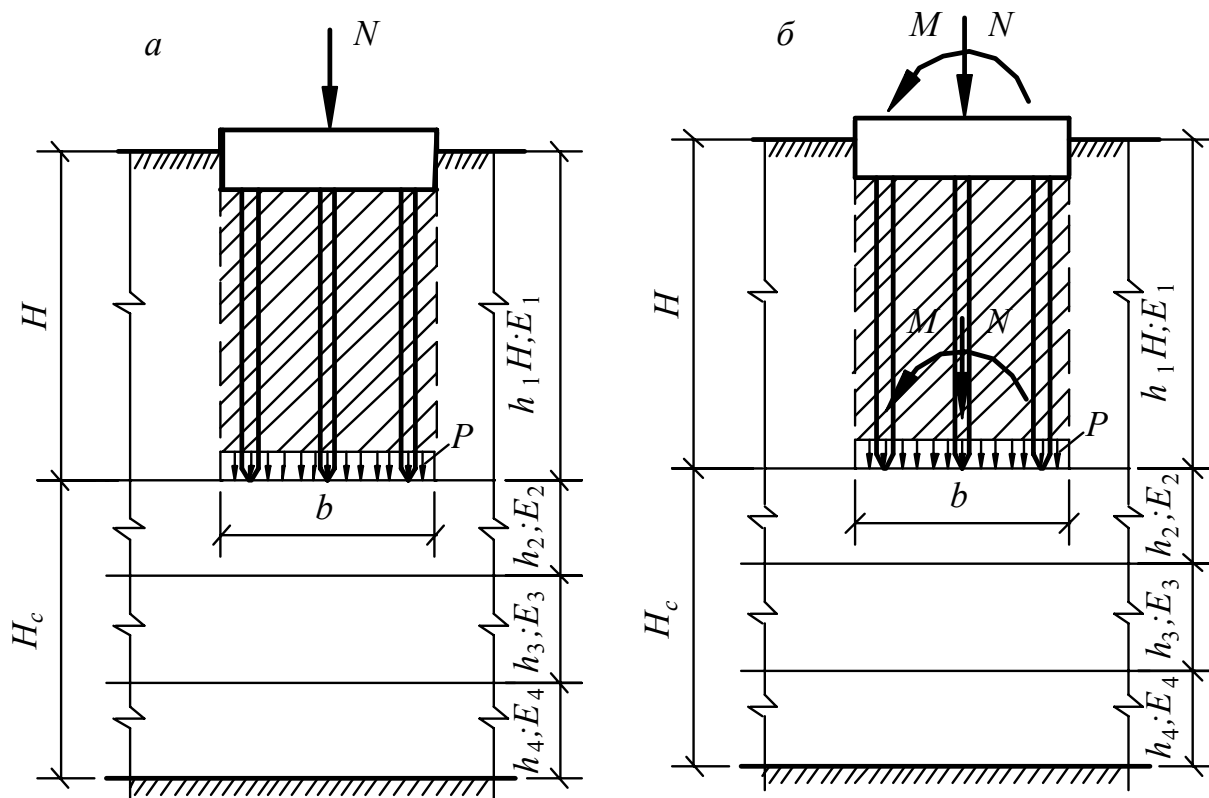


Рисунок 13.37 – Схема расчета фундаментов из свайных полей:
 a – центральное загрузление; b – внецентренное загрузление

Для рассматриваемого случая использование таблицы 13.9 предусматривает подстановку k вместо α_n .

Расчет свай на совместное действие вертикальных, горизонтальных сил и моментов сводится к расчету одиночной сваи. Если свая входит в состав фундамента, сначала определяют, какая часть величин N, T, M приходится на каждую сваю.

Для свайных кустов промышленных и гражданских зданий нагрузку на сваю от действия N и M определяют по (13.16), а нагрузка от горизонтальной силы T считается равномерно распределенной между сваями.

Методом перемещений рассчитывают статически неопределимые системы "ростверк-свай-грунт". При этом грунтовая толща моделируется линейно-деформируемой средой с использованием гипотезы Винклера (в результате получают значения нагрузок N, T, M на каждую сваю в уровне подошвы ростверка).

ГЛАВА 14

ИСКУССТВЕННЫЕ ОСНОВАНИЯ. МЕТОДЫ УЛУЧШЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

В строительной практике часто встречаются грунты неблагоприятные для использования их в качестве естественных оснований. К ним относятся рыхлые пески, просадочные, насыпные, слабые водонасыщенные, а также грунты, получившие общее название структурно-неустойчивых. Характерной особенностью таких грунтов являются значительные и, как правило, неравномерные деформации под нагрузкой вследствие недостаточной структурной прочности. Использование структурно-неустойчивых грунтов в качестве оснований в их естественном виде может быть причиной потери устойчивости фундаментов зданий в целом. При проектировании объектов строительства на слабых грунтах вовсе не означает применение в таких случаях только свайных фундаментов. Анализ данных инженерно-геологических изысканий, предшествующих строительству, позволяет определить мероприятия, направленные на улучшение строительных свойств слабых грунтов до такого уровня, когда они могут быть использованы в качестве естественных оснований. Методы и технические приемы улучшения грунтовых оснований приведены в таблице 14.1.

Таблица 14.1 – Методы и технические приемы улучшения грунтовых оснований

Тип преобразования оснований	Методы устройства оснований	Виды оснований и способы их усиления	Грунтовые основания, подлежащие усилению до начала строительства
1	2	3	4
I	Замена грунта	1. Песчаные подушки (замена грунта)	Слабые сильносжимаемые грунты (илы, связные грунты в текучем состоянии, торфы, заторфованные, насыпные и просадочные грунты)
		2. Грунтовые подушки из местного связного грунта	
		3. Каменные, песчано-гравийные и другие подсыпки	Илы и другие слабые грунты, залегающие под слоем воды

Продолжение таблицы 14.1

1	2	3	4
II	Механическое уплотнение	<p>1. Поверхностное уплотнение грунтов:</p> <ul style="list-style-type: none"> - тяжелыми трамбовками - катками, легкими трамбовками, транспортными средствами - площадочными вибраторами и другими механизмами - вытрамбованием котлованов под отдельные фундаменты 	<p>Макропористые просадочные, рыхлые песчаные, свежееуложенные связные и насыпные грунты при степени влажности $S_r \leq 0,7$</p> <p>То же при послойной укладке отсыпаемых грунтов</p> <p>Рыхлые песчаные грунты при послойной укладке</p> <p>Макропористые просадочные (I тип просадочности) и другие пылевато-глинистые грунты при $S_r < 0,7$</p>
		<p>2. Глубинное уплотнение грунтов:</p> <ul style="list-style-type: none"> -грунтовыми сваями из местного грунта - песчаными сваями - виброуплотнением или гидровиброуплотнением взрывами - предварительным замачиванием - предварительным замачиванием и глубинными взрывами 	<p>Макропористые просадочные грунты</p> <p>Рыхлые пылеватые и мелкие пески, слабые сильносжимаемые заторфованные грунты</p> <p>Рыхлые песчаные грунты</p> <p>Макропористые просадочные грунты</p> <p>То же</p>
		<p>3. Предварительное обжатие грунтов:</p> <ul style="list-style-type: none"> - понижением уровня подземных вод - посредством внешней пригрузки и устройства вертикальных дрена 	<p>Слабые сильносжимаемые водонасыщенные грунты (при снятии взвешивающего действия воды)</p> <p>Слабые сильносжимаемые пылевато-глинистые и заторфованные грунты</p>

1	2	3	4
III	Закрепление	1. Силикатизация	Пески и макропористые просадочные грунты
		2. Закрепление синтетическими смолами	То же
		3. Цементация	Трещиноватая скала, гравий и песчаные грунты
		4. Закрепление известковыми и грунто-цементными сваями	Слабые сильносжимаемые водонасыщенные пылевато-глинистые и заторфованные грунты
		5. Электрохимическое закрепление	Слабые пылевато-глинистые грунты (при коэффициенте фильтрации $k_f \leq 0,01 \text{ м/сут}$)
		6. Электроосмос	Макропористые просадочные грунты

14.1 Грунтовые подушки и армирование слабых оснований

Если грунт ниже подошвы фундамента имеет низкое расчетное сопротивление, необходимо значительно развить ширину (или площадь) подошвы фундамента. При этом значительно возрастает стоимость фундамента. В таких случаях бывает более целесообразно заменить часть естественного грунта насыпным с более высоким расчетным сопротивлением.

Замененный ниже подошвы фундамента грунт называют подушкой. От того, каким грунтом заменен естественный грунт, подушки бывают: песчаные, щебеночные, гравийные и др. Подушку обычно рассматривают как верхний слой двухслойного основания, подстилающим слоем которого является местный грунт.

При проектировании необходимо определить размеры грунтовой подушки в плане и по вертикале. Исходя из практического опыта, толщину подушки принимают 1,0-3,0 м, в пределах которой происходит замена слоя слабого грунта. Грунтовые подушки должны обладать слабой сжимаемостью, высоким сопротивлением сдвигу, устойчивостью скелета при движении грунтовых вод.

Обязательным требованием при проектировании и устройстве грунтовых подушек является проверка их на деформацию от суммарной нагрузки N и веса грунтовой подушки в слое грунта ниже подошвы подушки.

Если величина суммарной деформации грунтовой подушки и подстилающего слоя грунта окажется больше допустимой величины S_u для

данного сооружения, то в таком случае толщину грунтовой подушки h_n необходимо увеличить до размера, при котором будет соблюдено условие:

$$S \leq S_u. \quad (14.1)$$

При устройстве грунтовых подушек необходимо по возможности использовать местные грунтовые материалы (пески, супеси, суглинки и глины) поддающиеся уплотнению. При этом должен обязательно осуществляться в процессе производства работ контроль за качеством уплотнения грунта, соответствия его значениям оптимальной влажности w_o и плотности ($16,5 - 17,5 \text{ кН/м}^3$).

При устройстве ленточных фундаментов каждый слой грунта (15-20 см) укатывают катками, а для отдельно стоящих фундаментов уплотнение осуществляют виброплитами, пневмо- или вибротрамбовками.

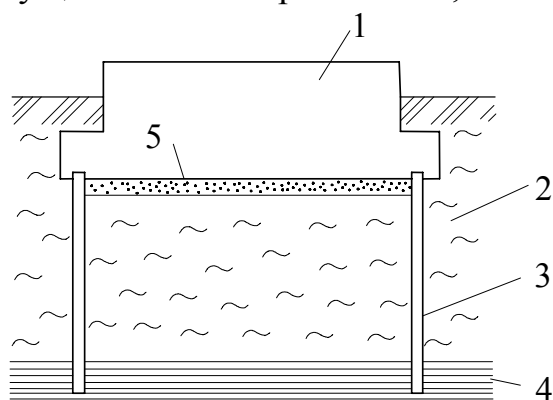


Рисунок 14.1 – Усиление грунтового основания путем устройства шпунтового ограждения; 1 - фундамент; 2 – слабый грунт; 3 – шпунтовое ограждение; 4 – плотный грунт; 5 – песчаная подготовка

При использовании в качестве основания недостаточно уплотненного слоя мелкого песка практикуется ограждение его шпунтами из металла, железобетона или древесины (рис. 14.1). Шпунт погружают в плотный слой и создают конструкцию из фундамента, шпунта и песчаной подготовки. В таких ограждениях исключается возможность выпирания грунта в стороны из-под фундамента, увеличивается его несущая способность, ограничивается боковое расширение грунта при деформации основания и значительно снижаются осадки.

Одним из методов повышения несущей способности слабых грунтов оснований, является метод армирования их специальными лентами, изготовленными из металла или пластика (геотекстиль) (рис. 14.2).

Армирующие элементы должны обладать достаточной прочностью, устойчивостью от гниения и шероховатостью для обеспечения сцепления с грунтом. Металлическую сетку тщательно изолируют для предотвращения коррозии. Армирование грунтового основания увеличивает его несущую способность за счет восприятия касательных и горизонтальных напряжений; снижает осадку фундамента.

В отечественной практике метод армирования оснований сооружений применяют в зонах техногенных отложений (бросовые земли – свалки, заболоченные, погребенные участки территорий и т.п.).

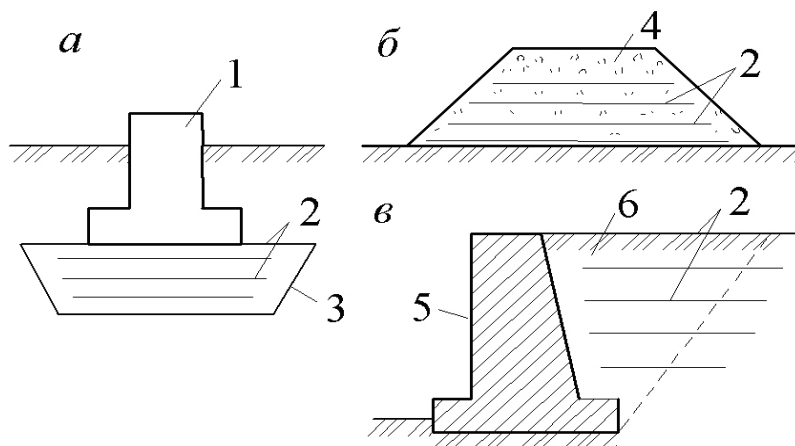


Рисунок 14.2 – Усиление грунтового основания под фундаментом армированием (а), при устройстве насыпи (б), обратной засыпке (в): 1 – фундамент; 2 – армирующие элементы; 3 – песчаная подушка; 4 – насыпь; 5 – подпорная стенка; 6 – призма обрушения

Опыт армирования таких грунтов позволяет отметить следующее:

1. Осадка сооружений на армированных основаниях снижается по мере увеличения плотности грунта. Чем плотнее грунт, тем выше эффект армирования.
2. Чем прочнее армирующие элементы, тем выше эффект рассеивания напряжений, т.е. меньше осадка сооружения на армируемом слое.
3. Уплотнение грунта вне пределов области армирования повышает его несущую способность в горизонтальном направлении, уменьшая тем самым осадку сооружения.
4. Для двухслойных оснований, имеющих подстилающий слой, наиболее рациональным является армирование верхней части подушки несущего слоя.
5. Армированную верхнюю часть подушки можно рассматривать как податливую фундаментную плиту, а неармированную нижнюю часть – в качестве уплотненного распределительного слоя.

14.2 Механическое уплотнение грунтов

Поверхностное и глубинное уплотнение грунтов. При использовании слабых ненадежных грунтовых оснований добиваются изменения их механических свойств методами поверхностного или глубинного уплотнения.

К наиболее распространенным методам поверхностного уплотнения относятся: укатка, трамбование вибрационными механизмами, уплотнение подводными взрывами (электродинамическим способом), устройство вытрамбованных котлованов.

При глубинном уплотнении применяют песчаные и известковые сваи, гидровиброуплотнение, приложение статической нагрузки с устройством вертикального дренажа и водопонижения.

Повышение плотности грунтового основания методами поверхностного уплотнения зависит от начальных физико-механических свойств грунта, в том числе от начальной влажности и плотности сложения, а также от характера уплотняющего воздействия. Изменение плотности при уплотнении грунта удобно контролировать с помощью динамического зондирования. На рисунке 14.3 приведен график зависимости глубины погружения зонда от числа ударов молота массой 21,5 кг и определением точки отказа уплотняемого грунта.

Степень уплотнение глинистых грунтов зависит от влажности w и определяется по значению плотности скелета уплотненного грунта в сухом состоянии ρ_d и оптимальной влажности w_o (рис. 14.4).

Оптимальная влажность уплотненных пылевато-глинистых грунтов определяется:

- при трамбовании:

$$w_o = w_p + (0,01 - 0,03), \quad (14.2)$$

- при укатке:

$$w_o = w_p, \quad (14.3)$$

где w_p – влажность на границе пластичности.

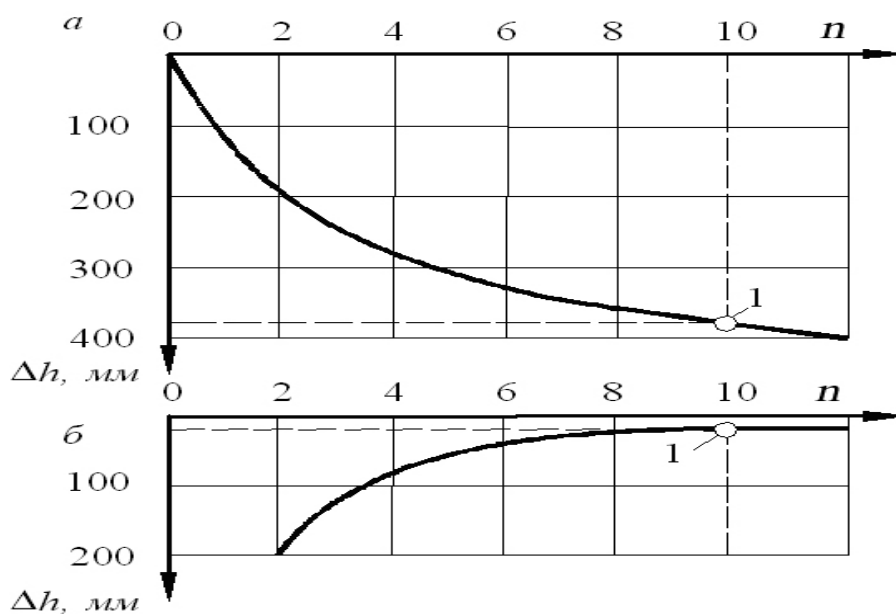


Рисунок 14.3 – Изменение уплотняемой поверхности в зависимости от числа ударов (проходов): a – от общего числа ударов; $б$ – от каждых двух ударов; 1 – точка отказа уплотняемого грунта

Уплотнение пылевато-глинистых грунтов с влажностью более верхнего предела пластичности не допускается. При уплотнении песков степень влажности не должна превышать 0,7.

Уплотнение грунтов укаткой. Рациональное использование территорий для строительства различных объектов вызывает необходимость использовать ранее непригодные участки – засыпанных оврагов, свалок, пересеченных местностей и др.

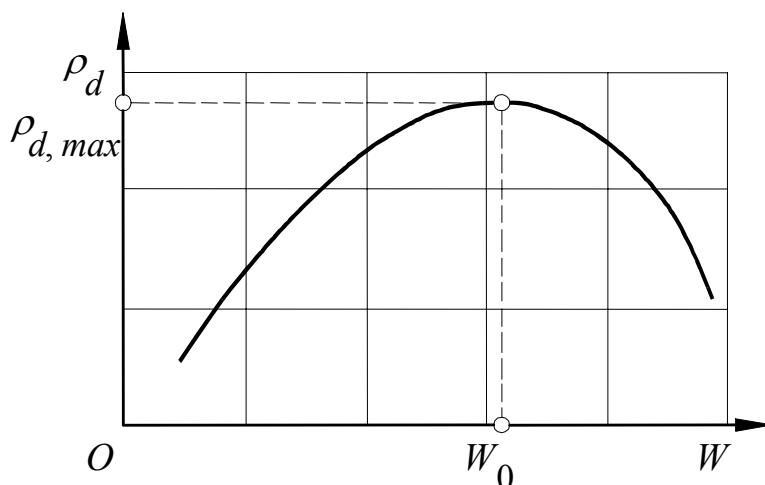


Рисунок 14.4 – Графическая зависимость плотности грунта от влажности: $\rho_d = f(w)$

На таких площадках до начала строительства необходимо провести предварительную подготовку основания путем уплотнения грунтов. Для этих целей применяется поверхностное и глубинное уплотнение грунтов. Поверхностное уплотнение грунта основания может выполняться механизмами ударного, вибрационного и статического действия. Механизмы статического действия (различные прицепные и самоходные катки) производят уплотнение грунта на глубину 0,3-0,6 м, поэтому для уплотнения грунтов естественного залегания (или старых насыпей) в основаниях сооружений они практически не используются. Механизмы вибрационного действия пригодны только для уплотнения песчаных и пылеватых грунтов.

В гражданском и промышленном строительстве для уплотнения грунтов в котлованах, траншеях, обратных засыпок пазух фундаментов применяют специальные трамбующие механизмы, работа которых основана на вибрационном или виброударном воздействии. В процессе производства работ следует особое внимание уделять качеству уплотнения.

Уплотнение тяжелыми трамбовками. Наиболее распространенным методом повышения плотности сложения насыпных, рыхлых песчаных и просадочных грунтов является уплотнение их с помощью тяжелых трамбовок. Высота сбрасывания трамбовки 5,0-10,0 м, диаметр 1,4-3,5 м,

вес 25-150 кН (рис. 14.5). К рабочему тросу крана-экскаватора подвешивают трамбовку, которая имеет в плане форму круга или многоугольника с числом сторон не менее 8. Как правило, трамбовку изготавливают на месте. Поддон и боковые стенки выполнены из листовой стали толщиной 3-16 мм, образуя емкость, которую затем заполняют бетоном. Статическое давление тяжелых трамбовок на грунт должно быть не менее 15 кПа.

Уплотнение тяжелыми трамбовками (рис. 14.5) осуществляют как для отдельно стоящих фундаментов, так и для всей площади котлована под сооружение. До начала производства работ обычно выполняют опытное уплотнение грунтов с целью уточнения режима и эффективности этого метода уплотнения при различной влажности грунтов. При этом производят замеры деформации уплотняемой поверхности грунта с подсчетом количества ударов по одному следу до получения отказа, т.е. величину осадки от одного удара трамбовки.

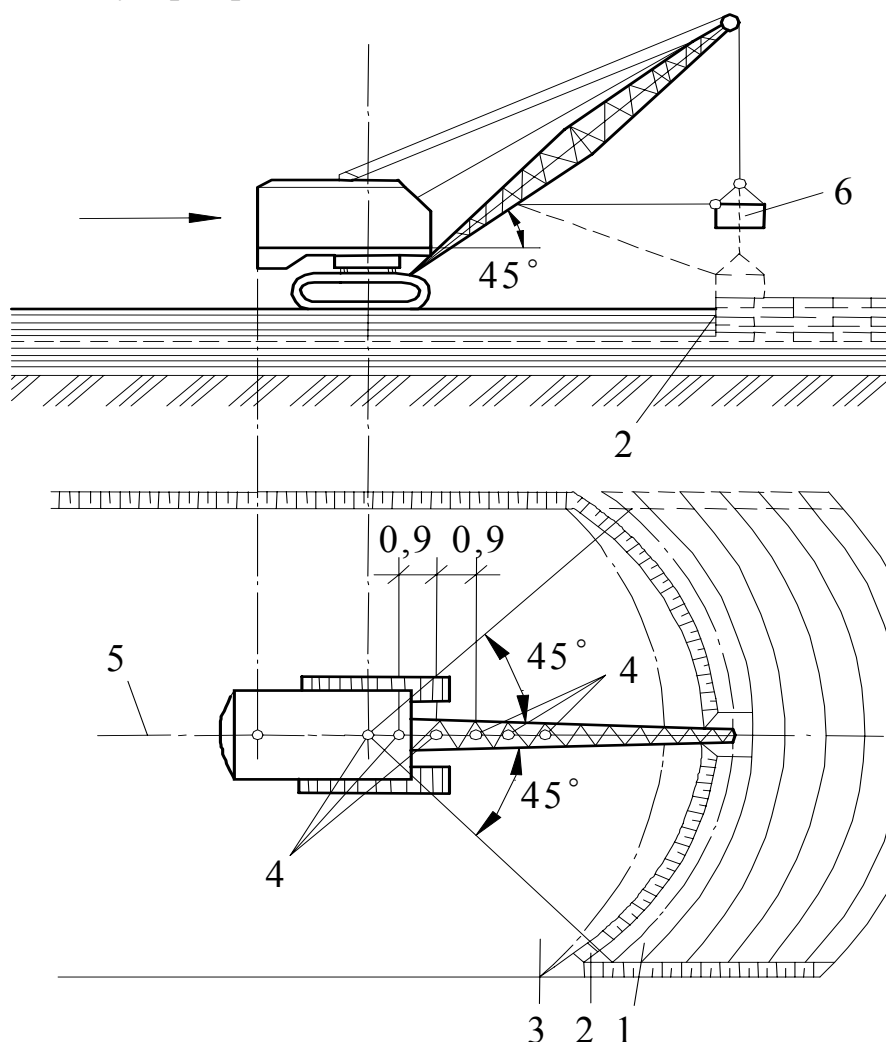


Рисунок 14.5 – Схема поверхностного уплотнения грунта тяжелой трамбовкой: 1 – уплотняемая полоса; 2 – полоса перекрытия; 3 – уплотненная полоса; 4 – места стоянок экскаватора; 5 – ось проходки экскаватора; 6 – трамбовка

Величину отказа принимают равной для пылевато-глинистых грунтов 10-20, для песчаных – 0,5-1,0 см. Главным критерием качества уплотнения является достижение грунтом заданной плотности сложения.

Эффективность уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками определяется размером, весом, высотой сбрасывания трамбовки, степенью плотности, влажностью и структурной прочностью уплотняемого грунта. Значение величины уплотнения определяют по результатам натурных замеров в процессе производства работ или вычисляют по формуле:

$$S = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_{d \text{ расш.}}} \right) h_p \cdot m_p, \quad (14.4)$$

где ρ_d - плотность скелета грунта до уплотнения; $\rho_{d \text{ расш.}}$ - плотность скелета грунта в пределах зоны уплотнения $h_{\text{расш.}}$; $m_p = 1,0 - 1,2$ - коэффициент, учитывающий боковое расширение грунта; $h_p = k_c d$ - наибольшая глубина уплотнения в зависимости от влажности (d - диаметр трамбовки; k_c - коэффициент, учитывающий вид грунта, принимаемый для супесей и суглинков – 1,8, для глин – 1,5).

В сухой период года при уплотнении грунтов необходимо особо контролировать влажность грунта и при необходимости доувлажнять основание до оптимального уровня влажности w_o определяемую по (14.2).

Предел уплотняемости для любого вида грунта соответствует коэффициенту пористости, при котором степень заполнения пор водой при данной влажности близка к единице. Когда уплотнение грунта производится при оптимальной влажности, минимальное значение коэффициента пористости, достигаемое уплотнением, может быть определено по формуле (14.5) и использоваться как характеристика качества уплотнения грунта.

$$e_{\min} = w_{\text{онм}} * p_s, \quad (14.5)$$

где $w_{\text{онм}}$ - оптимальная влажность в долях единицы; p_s - плотность частиц грунта.

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками выполняют с перекрытием следов отдельными циклами, при постоянном повороте стрелы, по мере перехода от одного следа к другому. По каждому следу делают по два-четыре удара трамбовкой. Для перехода с одного цикла на другой изменяют вылет стрелы или кран переезжает в новое место. Такую последовательность работ выполняют по всей площади зоны уплотнения с последующей срезкой или подсыпкой грунта и дополнительной трамбовкой или укаткой до проектной отметки дна котлована.

Уплотнение грунта методом вытрамбованных котлованов. Этот метод заключается в образовании в грунтовом массиве котлована под фундамент

путем многократного сбрасывания в одно и то же место с высоты 4,0-8,0 м трамбовки весом 15-100 кН, имеющей форму будущего фундамента. Образовавшуюся полость заполняют бетонной смесью, которая после его затвердения обретает фундаментную конструкцию.

Аналогичным способом вытрамбовывают котлованы и под фундаменты: с плоской или заостренной подошвой, ленточные прерывистые фундаменты с уширенным основанием, получаемые путем втрамбовывания отдельными порциями в дно вытрамбованного котлована жесткого материала (щебня, песчано-гравийной смеси, крупного песка и т.п.). При вытрамбовывании полости грунт вокруг нее уплотняется, в результате чего повышается несущая способность основания и снижается его деформируемость. При этом способе устройства монолитного фундамента не требуется опалубка.

На рисунке 14.6 показаны фундаменты в вытрамбованных котлованах и зоны уплотнения грунта вокруг них.

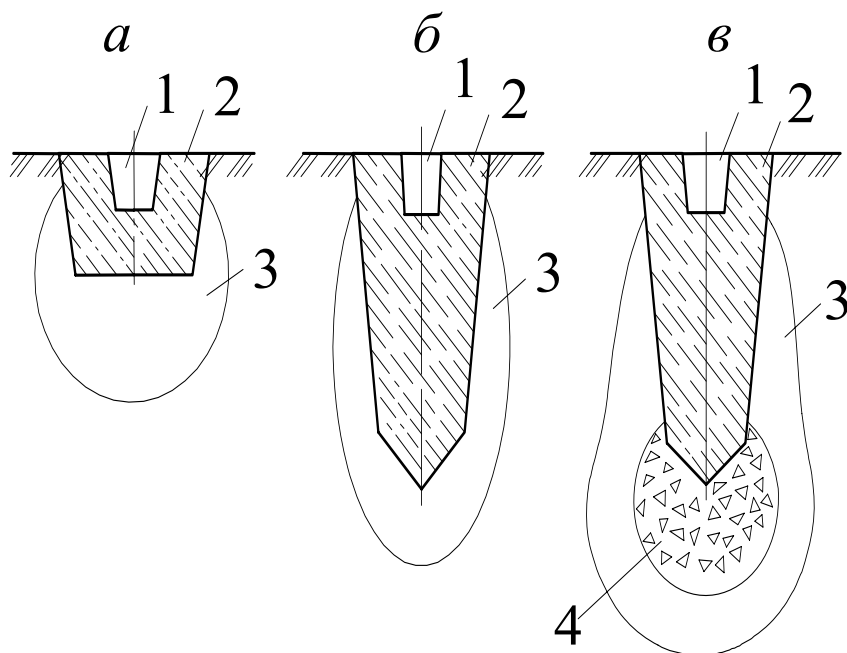


Рисунок 14.6 – Схемы устройства вытрамбованного котлована под отдельно стоящий фундамент: а – с плоской подошвой; б – с заостренной подошвой обычного типа; в – с уширенным основанием; 1 – стакан для установки колонны; 2 – фундамент; 3 – зона уплотнения; 4 – втрамбованный жесткий материал

В процессе производства работ сбрасывание трамбовки осуществляется по направляющей штанге. Высоту сбрасывания назначают с таким расчетом, чтобы погружение трамбовки за один удар не превышало 0,15 глубины котлована.

Втрамбовывание жесткого материала в дно котлована производят, как правило, сразу после вытрамбовывания котлована, не изменяя положения механизма и направляющей штанги.

Глубинное виброуплотнение. Рыхлые песчаные грунты естественного сложения, а также несвязные грунты в насыпи при устройстве обратных засыпок требуют увеличения плотности укладки. В этих случаях для уплотнения может быть применен метод вибрации с предварительным замачиванием уплотняемого грунта. Этот метод получил название гидровиброуплотнение. Применяется два вида виброуплотнения: первый – путем погружения в насыщенный водой песок вибробулавы, которая позволяет уплотнять рыхлые пески мощностью до 10,0 м, и второй – уплотнение увлажненного песчаного грунта с помощью виброустановок типа ВУУП-4 и ВУУП-6 (рис. 14.7), в комплект которых входит высокочастотные вибропогружатели с уплотнителем в виде металлической пространственной конструкции из трубчатой штанги диаметром 130 мм, длиной до 7,0 м, с приваренными к ней по высоте с шагом 410-450 мм горизонтальными ребрами (рис. 14.7).

Динамическое воздействие высокочастотного вибропогружателя вызывает вибрацию грунта. При необходимости установку снабжают системой подачи воды в зону уплотнения под давлением 4-6 атм. Установку крепят к крану на гусеничном или колесном ходу. Кран перемещается между точками погружения, в которых вибропогружатели опускаются до проектной отметки уплотнения. Радиус уплотнения глубинными вибраторами достигает 0,7-0,8 м. Расстояние между точками погружения принимают 2,0-3,0 м, уточняя их опытным путем. Общая глубина уплотняемой толщи может быть доведена до 20,0 м. При этом достигается плотность в сухом состоянии уплотненного грунта 1,7-1,8 т/м³. Качество уплотнения контролируют динамическим или статическим зондированием.

Грунтовые сваи. Одним из методов повышения несущей способности просадочных и насыщенных водой грунтов является глубинное уплотнение с предварительным устройством скважин. Для этого используют установки ударно-канатного бурения или кран- экскаватор с навесным оборудованием (рис. 14.8). В результате забивки ударного снаряда в грунт образуется скважина диаметром 0,4-1,0 м, а вытесненный в стороны грунт создает уплотненную зону диаметром 1,4-3,6 м. Образовавшуюся скважину заполняют местным грунтом с последующим уплотнением (рис. 14.9).

К разновидностям методов глубинного уплотнения относится уплотнение грунта *энергией взрыва* (рис. 14.10). В предварительно пробуренные скважины диаметром 60-80 мм, расположенные на расстоянии 4-10 м одна от другой, погружают заряды взрывчатых веществ (ВВ) массой 5-12 кг размещенные пакетами на равных расстояниях по глубине скважины. Пакеты соединенные между собой электропроводами подключают к подрывному устройству. После взрыва зарядов ВВ образуется вертикальная скважина диаметром 500-600 мм, которую заполняют местным грунтом с послойным тщательным уплотнением. Скважины располагают в плане котлована в шахматном порядке (рис. 14.11).

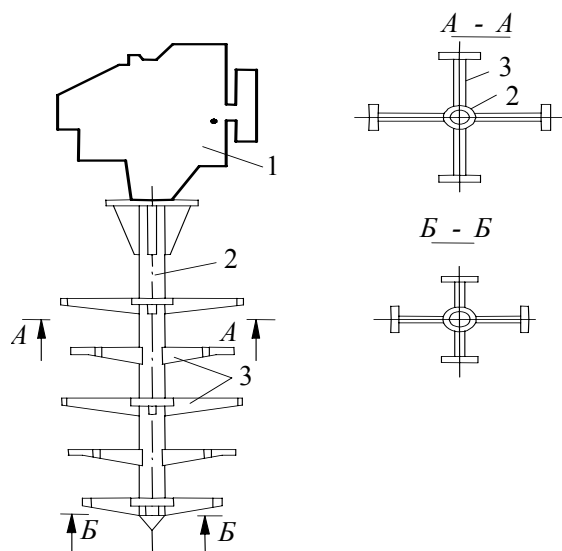


Рисунок 14.7 – Виброустановка ВУУП-6:
1 – вибропогружатель В-401;
2 – трубчатая штанга;
3 – стальные ребра

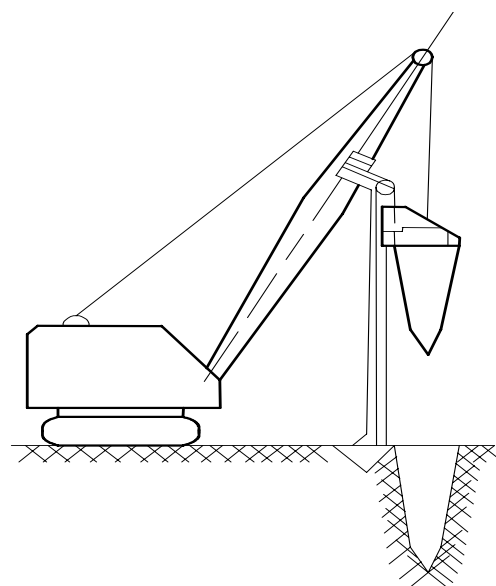


Рисунок 14.8 – Схема экскаватора с навесным оборудованием для глубинного трамбования

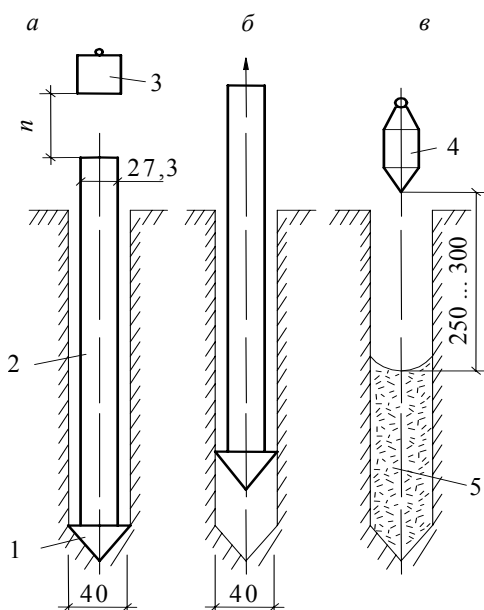


Рисунок 14.9 – Схема устройства грунтовых свай с применением сердечника: *а* – устройство скважины забивкой инвентарной сваи; *б* – извлечение инвентарной сваи (сердечника); *в* – заполнение скважины грунтом с трамбованием; 1 – инвентарный башмак; 2 – сердечник; 3 – молот; 4 – трамбовка; 5 – уплотненный грунт заполнения

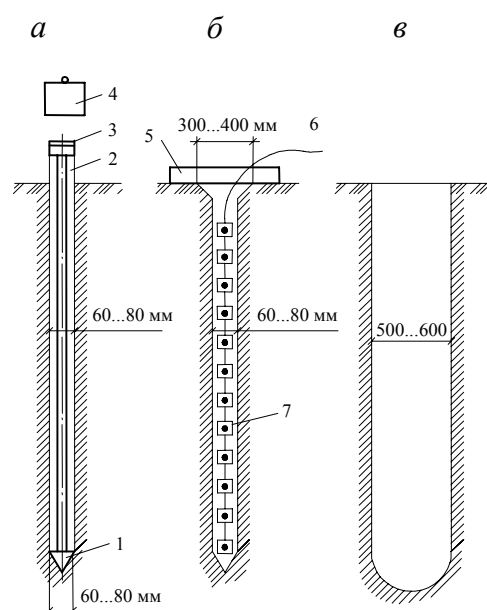


Рисунок 14.10 – Схема устройства скважин энергией взрыва: *а* – разработка скважины-шпура; *б* – скважина-шпур, подготовленная к взрыву; *в* – готовая скважина; 1 – башмак; 2 – буровая штанга; 3 – наголовник; 4 – молот; 5 – деревянный брус для подвески зарядов; 6 – детонирующий шнур; 7 – заряд ВВ

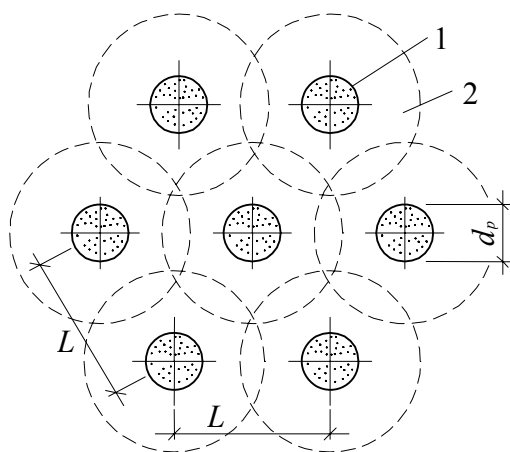


Рисунок 14.11 – Схема размещения песчаных свай в плане:
1 – песчаная свая; 2 - зона уплотнения

Комбинированные грунтовые основания. Этот метод устройства искусственных оснований может быть применен в случаях освоения территорий, сложенных слабыми водонасыщенными грунтами. Суть этого вида искусственного основания, состоит в устройстве из подсыпки, хорошо фильтрующей воду, и вертикальных дрен.

Подсыпку устраивают в виде песчаной подушки (рис. 14.12) как под отдельно стоящие или ленточные фундаменты, так и под всем сооружением. Такая конструкция основания позволяет уменьшить величину осадки и значительно снизить их неравномерность. Песчаная подушка (подсыпка) играет роль пригружающего слоя и способствует отжатию поровой воды. Для устройства подушек используются средне – и крупнозернистые пески, а также щебень, гравий или гравийно-песчаные смеси.

Расчет грунтовых подушек состоит в определении их размеров (высоты, размеров в плане), проверке на устойчивость от действия горизонтальных сил. Для выполнения этих расчетов необходимы данные о гранулометрическом составе песка, коэффициенте пористости и модуле деформации. Устойчивость грунтовой подушки определяют путем сравнения величин давления: активного F_a (за счет нагрузки от фундамента и грунта подушки) и пассивного F_n , которое может воспринимать слабый слой грунта. Пассивное давление принимают равным $F_n = (1,2 \dots 1,5) F_a$.

При строительстве сооружений на больших площадях и на сильносжимаемых водонасыщенных глинистых грунтах мощностью до 7,0 м для вертикального дренажа более экономичным является устройство вертикальных песчаных прорезей (рис. 14.12). Прорези представляют собой траншеи глубиной до 5,0-6,0 м и шириной 60-80 см, засыпанные дренирующими материалами (песок, щебень). Над вертикальными дренирующими прорезями устраивают горизонтальную дренирующую подушку.

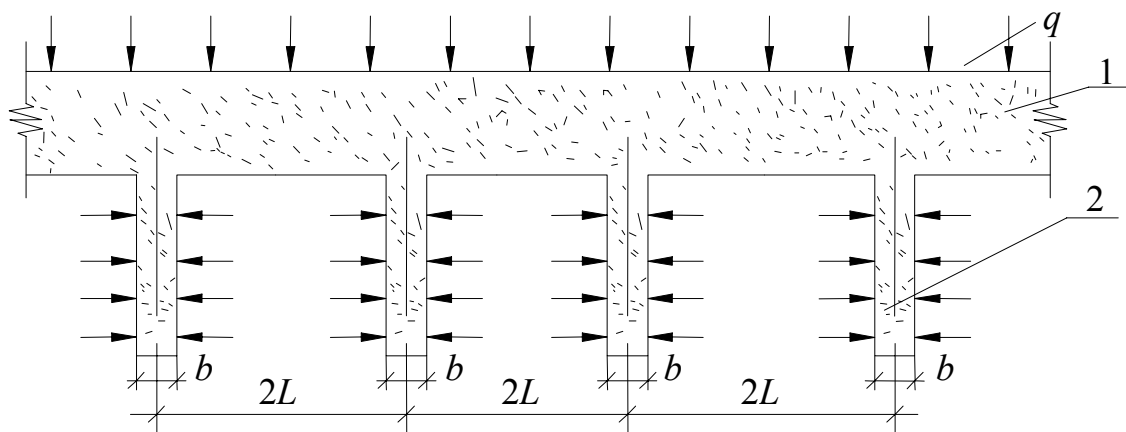


Рисунок 14.12 – Устройство вертикальных песчаных прорезей:
1 – горизонтальная песчаная подушка; 2 – дренирующие прорези

Для устройства песчаных вертикальных прорезей используются высокопроизводительные траншейные роторные экскаваторы.

14.3 Искусственные основания, создаваемые с помощью физико-химических процессов

Широкое распространение в практике строительства нашли различные методы искусственного улучшения грунтов, слагающих строительные площадки, которые в условиях природного залегания, по своим физико-механическим характеристикам, не удовлетворяют требованиям, позволяющим использовать их в качестве естественных оснований. В таких случаях, для улучшения строительных свойств грунтов оснований, используют различные способы, позволяющие посредством нагнетания в слабые грунты закрепляющих веществ, повысить прочность грунтовых массивов, на которых планируется новое строительство или в случаях, когда ранее возведенные строения находятся в аварийном состоянии. Высокий эффект закрепления характерен для грунтов хорошо фильтрующих жидкие растворы или газовые смеси. В процессе закрепления между твердыми частицами грунта образуются новые более прочные связи в результате твердения вводимых реагентов. При этом не возникают дополнительные механические или динамические воздействия на окружающие здания и сооружения, а также прилегающие территории. Выбирают тот или иной метод закрепления грунтов в зависимости от вида грунтовых оснований, назначения возводимых сооружений, степени водопроницаемости грунта, а также технико-экономического обоснования применяемого метода.

Цементация грунтов (рис. 14.13). Этот метод применяют для закрепления насыпных грунтов, средне- и крупнозернистых песков, отложений гальки и гравия, трещиноватых скальных и полускальных грунтов

с коэффициентом фильтрации более 80 м/сут. Цементации поддаются трещины размером 0,15-0,20 мм, для лучшего заполнения которых в раствор вводят пластификаторы (мылонафты, сульфатно-спиртовую барду и др.).

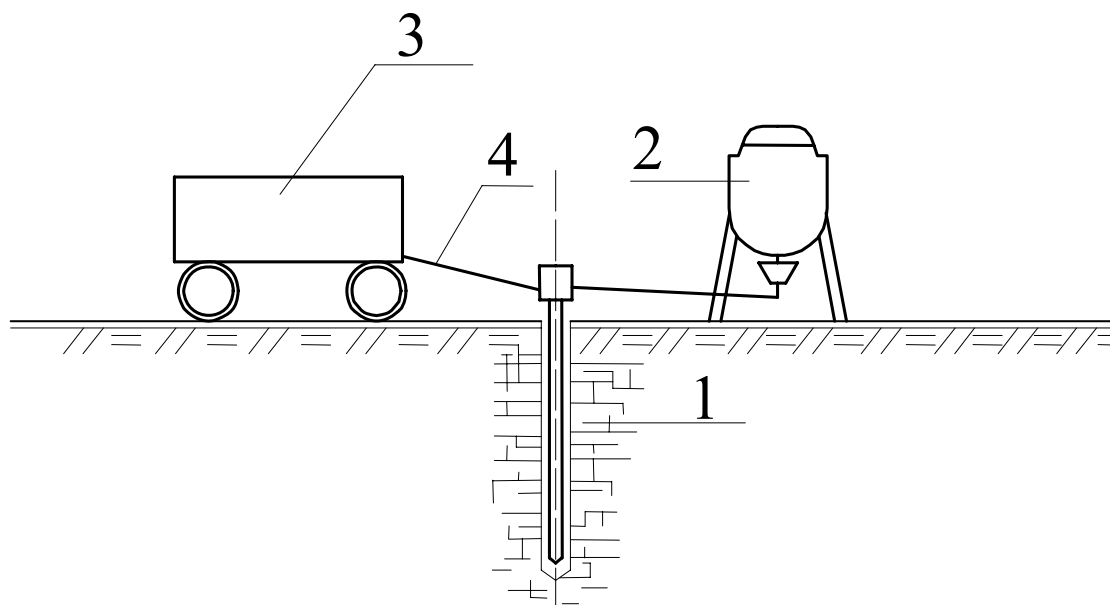


Рисунок 14.13– Схема установки для цементации скальных и полускальных грунтов: 1 - иньектор; 2 – растворомешалка; 3 – компрессор; 4 – трубопроводы

Для цементации применяют цемент тонкого помола марки не ниже 400. Цементный раствор принимают в соотношении по весу цемента к воде равном 0,4-1,0. Инъекционные растворы подают под давлением 3-10 атм. через иньекторы, забитые в грунт или опущенные в пробуренные скважины. До начала работ оборудование, состоящее из растворомешалки, компрессора и трубопроводов, промывают чистой водой, затем в иньектор подают цементный раствор, который, проникая в грунт, через некоторое время цементирует его. Для цементации скальных трещиноватых пород в раствор добавляют мелкий песок.

Радиус закрепления, давление подачи раствора, расход цементного раствора и прочность цементируемых грунтов устанавливают опытным путем. Прочность грунта после затвердения цемента составляет 1,0-3,5 МПа.

Методом цементации может быть применен также для усиления тела фундамента при реконструкции зданий и сооружений.

Силикатизация грунтов (рис.14.14). Силикатизацией называют обработку дисперсного грунта коллоидным раствором жидкого стекла $\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{nSiO}_2$.

В результате такой обработки получают:

- 1) повышение прочности грунта;
- 2) предотвращение притока воды в котлованы;
- 3) прекращение фильтрации воды под сооружением;

- 4) защиту бетона фундаментов от действия агрессивных вод;
- 5) устранение просадочных свойств грунта.

Химический раствор (силикат натрия) легко проникает в поры песка и других грунтов, хорошо фильтрующих воду. Силикатизация - долговременное закрепление песков с коэффициентом фильтрации 0,5-80,0 м/сут, просадочных глинистых грунтов с коэффициентом фильтрации 0,2-2,0 м/сут и отдельных видов насыпных грунтов. Этим способом закрепления повышают прочность и ликвидируют просадочные свойства глинистых грунтов.

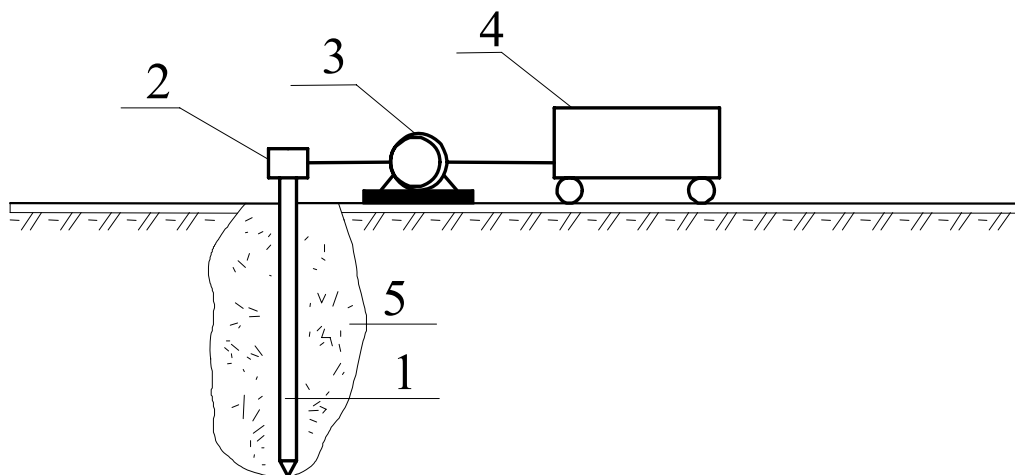
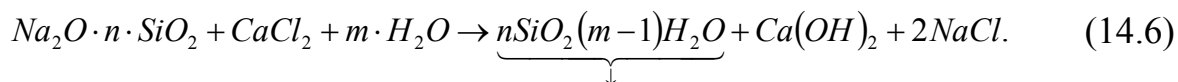


Рисунок 14.14 – Схема установки для силикатизации грунтов основания:
1 – инъектор; 2 – наголовник; 3 – насос; 4 – емкость для раствора;
5 – закрепленный грунт

Различают одно- и двухрастворный способы силикатизации. Во втором случае инъекторы (трубы диаметром 38 мм с отверстиями в нижней его части (рис.14.15) погружают попарно на расстоянии 15-20 см друг от друга. Через один инъектор в грунт нагнетают раствор силиката натрия под давлением 1,5 МПа, а через второй - раствор хлористого кальция. В результате взаимодействия растворов образуется гель кремниевой кислоты, являющийся вяжущим веществом. Химическая реакция взаимодействия имеет следующий вид:



Первое слагаемое этой формулы – соль кремниевой кислоты. Процесс гелеобразования протекает быстро, но окончательное образование прочного твердого состава достигается через 28 дней. Радиус закрепления составляет 0,3-1,0 м, приобретенная прочность грунта на сжатие - 2,0-5,0 МПа.

Двухрастворный способ силикатизации был впервые применен в 1930-1932 гг. в песчаных грунтах с коэффициентом фильтрации 2,0-80 м/сут.

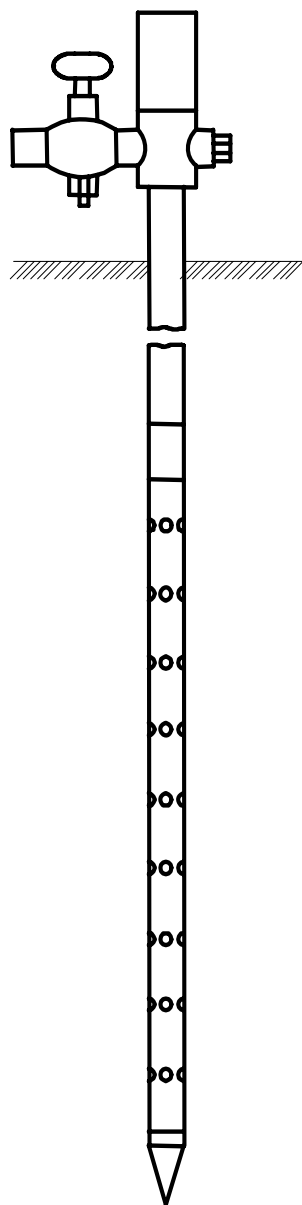
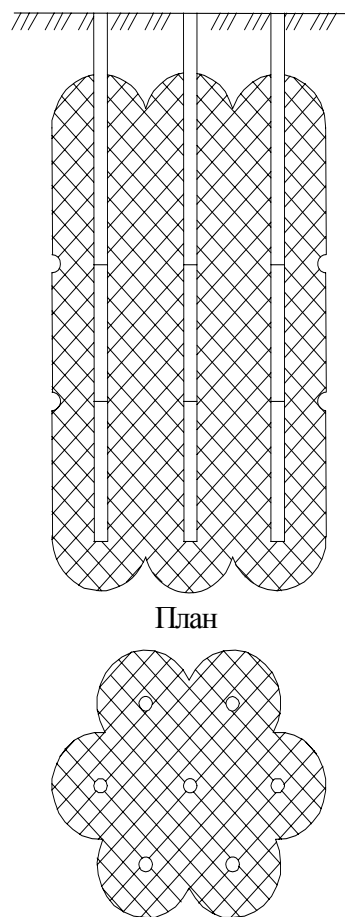
a*б*

Рисунок 14.15 – Схема инъектирования химических растворов в песчаные и глинистые (просадочные) грунты:

a – инъектор;

б – массив закрепленного грунта

Для закрепления лессовых грунтов с коэффициентом фильтрации от 0,1 до 0,2 м/сут применяют однорастворную силикатизацию. При этом в закрепляемый массив лессового грунта вводят раствор силиката натрия, реакция которого с присутствующими в лессовых грунтах солями кальция обеспечивает необходимое закрепление.

Этот метод особенно эффективен при упрочнении макропористых лессовидных суглинков с высокой водопроницаемостью, в состав которых входят соли, играющие роль отвердителя жидкого стекла (Na_2SiO_3).

В результате химической реакции частицы грунта превращаются в прочную камневидную массу, в результате чего грунт приобретает прочность на сжатие 0,15-0,5 МПа.

Закрепленный грунт водоустойчив и, что самое главное, устраняются просадочные свойства лессовидных грунтов.

Для упрочнения песчаных и макропористых лессовых грунтов также может быть применена газовая силикатизация. В этом случае в качестве отвердителя жидкого стекла применяют углекислый газ (диоксид углерода). Сначала в скважину через иньекторы подают углекислый газ для предварительной активизации грунта, затем – раствор силиката натрия (жидкое стекло) и повторно углекислый газ для активизации процесса отверждения. В результате поры грунта на 95 % заполняются жидким стеклом, радиус закрепления увеличивается на 50-60 %, а расход жидкого стекла уменьшается на 60 %. Прочность закрепленного грунта составляет 0,3-1,5 МПа.

При закреплении грунтов на открытой строительной площадке иньекторы располагают в шахматном порядке. Расстояние между рядами иньекторов определяют по формуле:

$$a = 1,5 r, \quad (14.7)$$

где r - радиус закрепления, зависящий от коэффициента фильтрации и рецептуры закрепляющих растворов.

Окончательно технологию производства работ принимают после пробных закреплений грунта, которые позволяют найти оптимальный состав закрепителя и обеспечивают минимальную стоимость закрепления.

Закрепление грунтов электрохимическим методом. Как было отмечено, метод силикатизации наиболее эффективно проявляется в грунтах с коэффициентом фильтрации более 0,1-0,2 м/сут. В слабых же грунтах (илы, суглинки и глины в текучем и текучепластичном состоянии), имеющих меньший коэффициент фильтрации, может быть применен электрохимический метод закрепления. Чтобы обеспечить условия для создания прочного грунтового основания, необходимо направить движение закрепителя вместе с водой, находящейся в порах грунта, с помощью электротока от анода к катоду, т.е. пропустить в грунтовом основании постоянный электрический ток между электродами (рис. 14.16).

При этом в грунтовое основание параллельно, на расстоянии 0,5-3,0 м погружают иньекторы для подачи жидкого стекла Na_2SiO_3 и хлористого кальция $CaCl_2$, а также ряд перфорированных иглофильтров, подключенных к источнику постоянного тока напряжением 80-400 В. От иньекторов к иглофильтрам возникает движение грунтовой воды. Одновременно с движением воды и частичной ее откачкой происходит закрепление грунтового основания. При этом прочность последнего существенно возрастает. На 1 м³ закрепленного грунта расходуется 60,0-100,0 кВт электроэнергии.

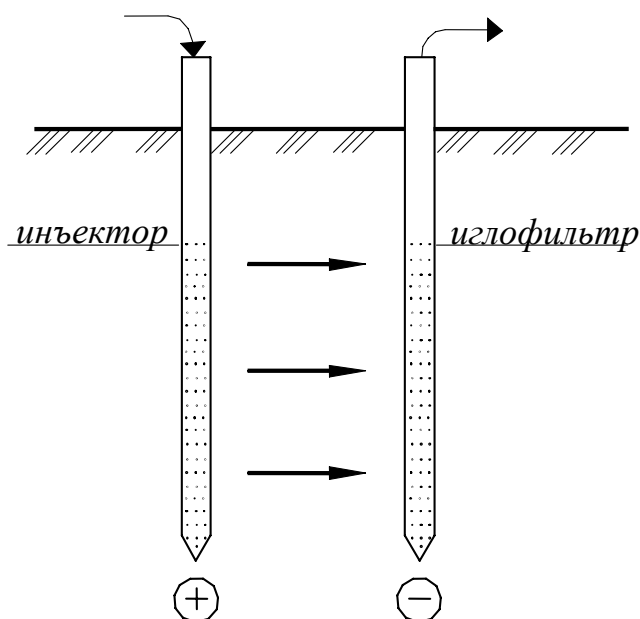


Рисунок 14.16 – Схема электрохимического метода закрепления грунтов

Смолизация грунтов. Для закрепления сухих и водонасыщенных песчаных грунтов с коэффициентом фильтрации 0,5-2,5 м/сут может быть использован метод смолизации. Как и в случае силикатизации, через инъекторы в грунтовое основание вводят растворы органических соединений карбамидных, фенолформальдегидных или других синтетических смол с отвердителями – кислотами или кислотными солями. В течении определенного времени в порах грунта происходит процесс затвердения введенных растворов с грунтом, который приобретает

достаточно высокую прочность и слабую водонепроницаемость. Радиус закрепленного грунтового основания составляет 0,3-1,0 м в зависимости от коэффициента фильтрации грунта. Широкое использование смолизации в практике закрепления грунтов ограничено из-за высокой стоимости метода.

Битумизация и глинизация грунтов. Битумные и дегтевые материалы применяют для понижения фильтрационных свойств оснований зданий и сооружений и особенно гидротехнических сооружений.

Битумизация крупнообломочных грунтов и трещиноватых скальных оснований может осуществляться двумя способами: горячей битумизацией и эмульсионным способом. Горячая битумизация заключается в нагнетании в поры грунта или трещины скальных пород через инъекторы расплавленного битума. При нормальной температуре битум находится в твердом или тугопластичном состоянии, но при нагревании до 220° переходит в состояние подвижной жидкости, легко проникающей в поры крупнообломочных грунтов или трещины скалы. Обычно применяют битумы марки 3-5 с пенетрацией 10-70 мм и температурой вспышки около 230° . Битумизация производится с помощью специальной установки. Битум плавится в котле нагревательной установки и насосом под давлением нагнетается в инъекторы. Из инъектора горячий битум попадает в скважину и под давлением проникает в грунт в радиусе 0,4-1,2 м. Подогрев битума продолжается и в инъекторе с помощью электрического тока. Для этой цели внутри инъектора находится провод, изолированный от его стенок и подключенный к одному из контактов трансформатора, другой контакт соединяется с трубой инъектора. Цепь замыкается через битум, который под

действием проходящего электрического тока разогревается. Инъекторы располагают на расстоянии 0,75-2,00 м друг от друга. Изготавливают их из труб диаметром 40-50 мм с отверстиями в нижней части инъектора диаметром 10 мм. Пробуренную скважину закрепляют обсадной трубой до кровли пласта подлежащего битумизации. После этого опускают инъектор до низа скважины и на отметке, выше которой не требуется битумизация, устраивают цементную пробку – уплотнитель. Давление для инъектирования битума принимается обычно равным 25 атм.

Эмульсионная битумизация заключается в нагнетании в грунт с помощью инъекторов жидкой эмульсии. Эмульсия приготавливается из 60-65% битума, 35-40% воды и эмульгатора. Эмульсионный способ пригоден в тех случаях, что и способ горячей битумизации, а также для закрепления мелких песчаных грунтов.

Глинизацию применяют для снижения водопроницаемости песчаных грунтов. В этом случае через инъекторы, погруженные в грунт, закачивается водная суспензия бентонитовой глины. Глинистые частицы заполняют поры песка, вследствие чего водопроницаемость его заметно снижается. Расстояние между инъекторами принимается опытным путем и обычно составляет 2,0-4,0 м в зависимости от водопроницаемости песчаных грунтов.

Термический способ применяется для упрочнения маловлажных пылевато-глинистых грунтов, способных пропускать продукты сгорания жидкого (или газообразного) топлива, а также для устранения просадочных свойств макропористых лессовых грунтов. Этот метод был впервые разработан в г. Харькове, под руководством проф. И. М. Литвинова.

Термический способ закрепления грунтов позволяет увеличить прочность структурных связей под влиянием высокой температуры обработки. При обжиге теряется значительная часть химически связанной воды, изменяются физико-механические свойства грунтов, снижается размокаемость, способность к набуханию и практически полностью ликвидируются просадочные свойства лессовых грунтов. Схема термического закрепления грунтов приведена на рисунке 14.17.

Последовательность производства работ по термическому закреплению грунтов такова: в пробуренную в грунтовом основании скважину диаметром 100-200 мм опускают форсунку с керамическим затвором (рис. 14.17). Через форсунки подают под давлением топливо (газообразное или жидкое) и воздух для поддержания процесса горения.

Подогрев грунта до температуры, вызывающей необходимые изменения его свойств (в пределах 300-1100⁰), происходит, главным образом, за счет фильтрации раскаленных продуктов сгорания через его поры.

Термическую обработку одной скважины производят непрерывно в течение 5-12 суток. Для улучшения условий фильтрации в грунте раскаленных продуктов сгорания они должны находиться под избыточным

давлением 0,15-0,20 атм. Избыточное давление в скважине создается путем нагнетания в нее под давлением холодного воздуха.

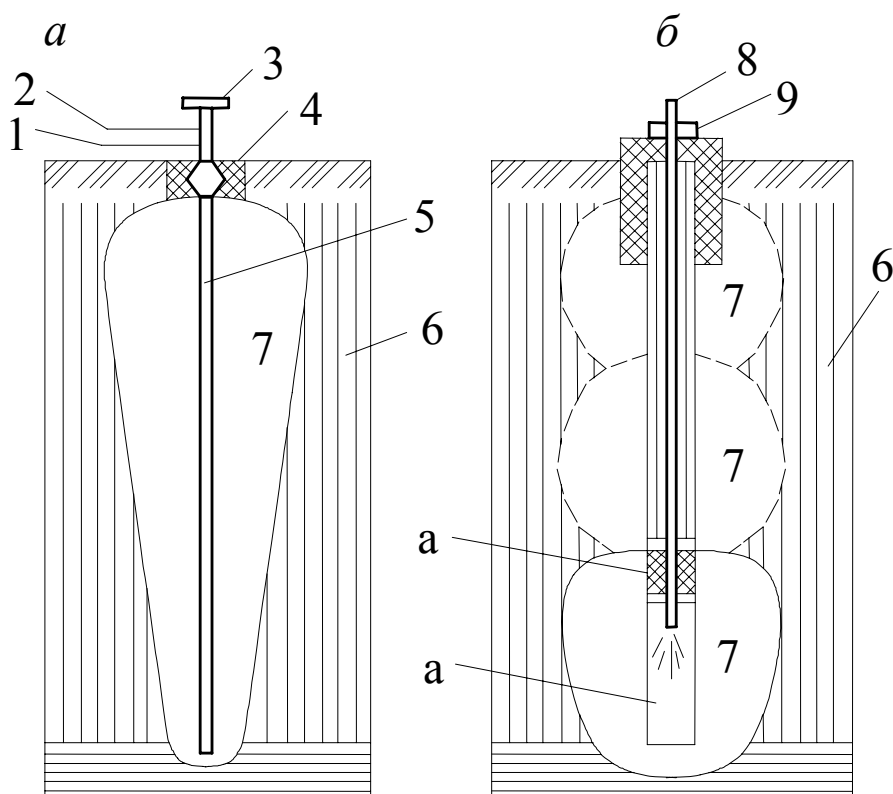


Рисунок 14.17 - Схемы термического закрепления грунтов при сжигании топлива в устье скважины (а) и при передвижении камеры сгорания вдоль скважины (б): 1 - трубопровод для жидкого топлива; 2 – то же, для воздуха; 3 – форсунка; 4 – затвор с камерой сгорания; 5 - скважина; 6 – просадочный лессовый грунт; 7 – зона термического закрепления; 8 – гибкий шланг; 9 – натяжное устройство; 10 – жароизолирующий материал

Увеличение избыточного давления продуктов сгорания резко повышает эффективность термической обработки грунта и улучшает технические и экономические показатели. Основным условием сохранения избыточного давления полная герметизация затвора, плотно закрывающего верхнюю часть скважины в закрепляемом грунте. Максимальная температура продуктов сгорания в скважине не должна превышать температуры плавления грунта (для лессов 1200-1400°).

Наибольшую температуру газообразных продуктов сгорания вызывает минимально возможное количество воздуха теоретически необходимое для процесса сгорания.

На основании опытных данных количество подаваемого в скважину воздуха должно в 2,5-3,0 раза превышать минимально необходимое для полного сгорания топлива.

Количество воздуха, фильтрующегося через стенки скважины в лессовом грунте, при избыточном давлении 0,15-0,50 атм и влажности грунта 8-20% колеблется в пределах 10-40 м³/ч на 1,0 м скважины. При одной скважине диаметром 10-20 см в течение 5-12 суток можно произвести термическое закрепление массива грунта диаметром 1,5-2,5 м на полную глубину скважины (10-15 м). Если в скважины, в процессе обжига грунта, вводятся химические добавки в твердом, пылевидном, жидком или газообразном состоянии, то этим достигается термохимическое упрочнение грунта. В результате термического или термохимического закрепления лессовый грунт изменяет свои физико-механические свойства.

Эти изменения характеризуются следующим:

- 1) увеличивается плотность, устраняются просадочные свойства и размокаемость грунта;
- 2) многократно повышается сопротивляемость грунта сжатию и сдвигу.

Термическая обработка скважины считается законченной, если внутри нее сожжено (при расходе воздуха 25-35 м³ на 1 кг жидкого топлива) на 1 м скважины при диаметре закрепляемой зоны 1,5-2,5 м – 80-120 кг жидкого топлива или при диаметре закрепляемой зоны 3,0 м – 120-180 л.

ГЛАВА 15

ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

В слабых и, особенно, в водонасыщенных грунтах используют фундаменты глубокого заложения, к которым относятся опускные колодцы, кессоны, глубокие буровые опоры, тонкостенные оболочки и конструкции, возводимые по типу "стена в грунте". Все эти сооружения применяют для опирания фундаментов на глубоко расположенные и надежные слои грунта. Кроме того, с помощью перечисленных сооружений возможно устройство подземных помещений, предназначенных для гаражей, насосных станций, складских помещений, торговых центров, подземных переходов и т.п.

15.1 Опускные колодцы

Опускные колодцы представляют собой сборную или монолитную железобетонную конструкцию, которая под собственным весом или при дополнительной пригрузке по мере разработки грунта внутри ее опускается до проектной отметки. По форме поперечного сечения опускные колодцы могут быть круглыми, квадратными, прямоугольными, смешанной формы с внутренними перегородками или без них (рис. 15.1). В зависимости от назначения опускного колодца как фундамента и размещаемого в нем технологического оборудования принимают их определенную форму, размеры в плане и глубину. Исходя из величины действующих нагрузок и особенностей грунтовых условий, разрабатывают метод погружения и конструкцию опускных колодцев. Наиболее рациональной является круглая форма, при которой активное давление окружающего грунта распределяется равномерно, а стенки колодца в горизонтальных сечениях будут испытывать только напряжения сжатия.

По способу изготовления опускные колодцы выполняют из железобетона и подразделяют на монолитные и сборные. Монолитные колодцы изготавливают на месте погружения на предварительно подготовленной площадке.

Стенки колодца армируют вертикальными пространственными каркасами, которые изготавливают на заводе и соединяют сваркой на месте. Для бетонирования стенок колодца применяют высокопрочный бетон класса В 35 – В 40. Кроме прочностных показателей необходимо выдерживать заданную плотность и водонепроницаемость бетона поскольку опускные колодцы часто располагаются ниже УПВ.

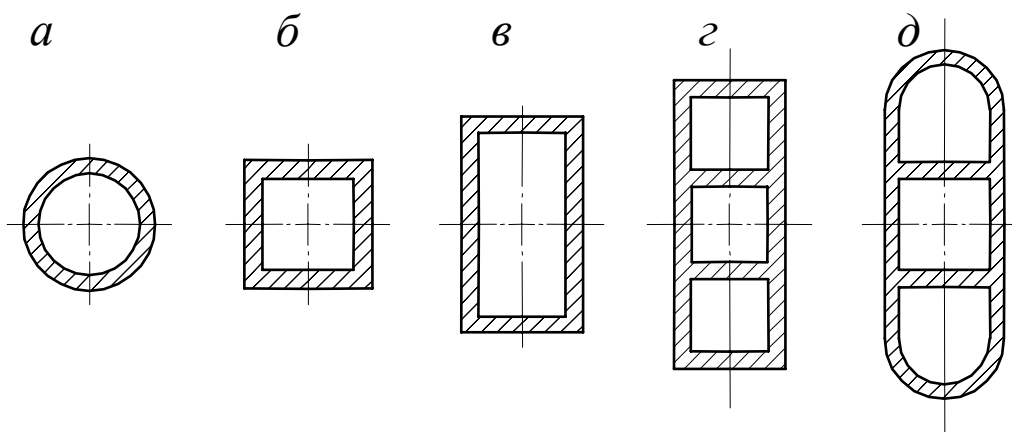


Рисунок 15.1 – Формы сечений опускных колодцев в плане: *а* – круглая; *б* – квадратная; *в* – прямоугольная; *г* – прямоугольная с поперечными перегородками; *д* – с закругленными торцевыми стенками

Ножевую часть оболочки колодца делают шире стенки на 100-150 мм со стороны грунта для снижения трения на боковой поверхности при погружении (рис. 15.2). Оболочку чаще выполняют шире основания с наклоном кверху 1/100. Ширину режущей кромки ножевой части принимают в зависимости от размеров колодца и плотности проходимых грунтов, но не менее 150-400 мм. Снаружи режущую часть обрамляют уголком $\angle 100 \times 100$. Толщину стенок монолитных колодцев принимают из условия веса, необходимого для преодоления сил трения при погружении. В более крупных по размерам колодцах, погружаемых без тиксотропной рубашки, толщину стен принимают 2,0-2,5 м и более.

Монолитные железобетонные колодцы просты в изготовлении, их можно выполнять любой формы, но они требуют большого количества металла, значительной трудоемкости и времени на приобретение прочности бетона при наращивании стенок по высоте.

В этом отношении преимуществом обладают сборные опускные колодцы, выполняемые из панелей заводского изготовления длиной 12,0, шириной 1,4-2,0 и толщиной стенки 0,4-0,8 м (рис. 15.3). Между собой панели соединяют с помощью петлевых стыков и накладками на сварке. Сборку производят на месте одновременно с ножевой частью и армируют дополнительно вертикальной и горизонтальной арматурой с наружной и внутренней сторон. Как и в монолитных железобетонных колодцах, наружную ножевую часть делают шире на 150 мм для образования полости вокруг колодца при его опускании, в которую заливают суспензию из глинистого раствора для уменьшения сил трения по наружной стенке колодца. Учитывая эти требования, изготавливают опускные колодцы диаметром 8,0-24,0 и глубиной 25,0 м и более.

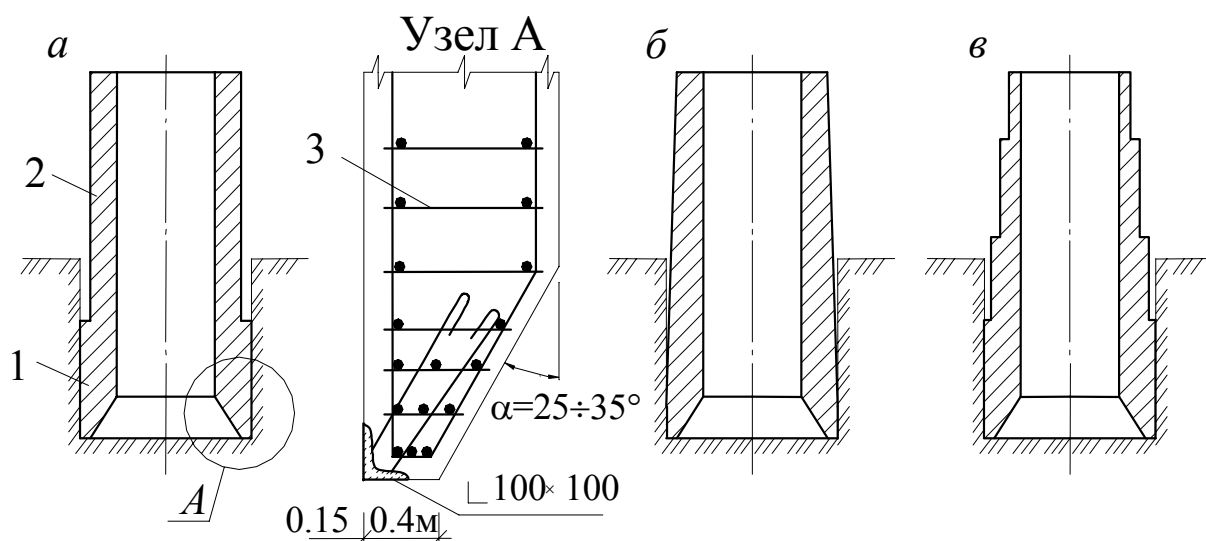


Рисунок 15.2 – Формы вертикальных сечений опускных колодцев:
 а – цилиндрическая; б – коническая; в – цилиндрическая ступенчатая; 1 – ножевая часть опускного колодца; 2 – оболочка опускного колодца; 3 – арматура ножа колодца

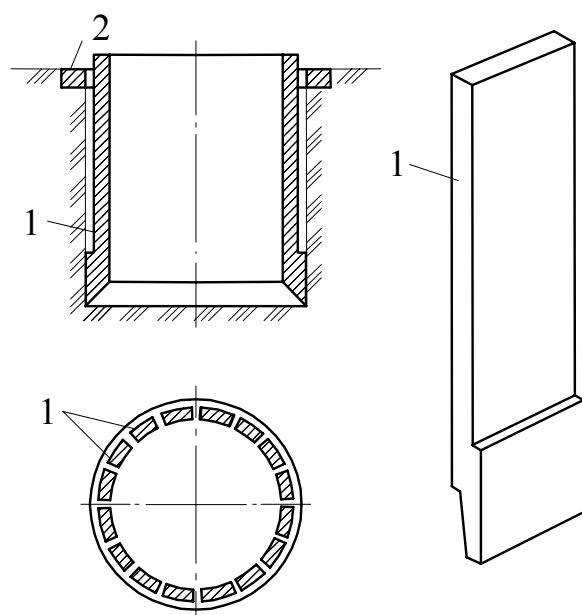


Рисунок 15.3 – Сборный опускной колодец из вертикальных панелей:
 1 – панели; 2 – формашта

Монтаж колодцев из вертикальных готовых панелей значительно сокращает сроки строительства, снижает его трудоемкость. Недостатком сборного опускного колодца является его небольшой вес, который не позволяет стабилизировать колодец, расположенный ниже УПВ, и требует дополнительных устройств для удержания его от всплытия.

В последние годы стали применять пустотелые криволинейные блоки, укладываемые с перевязкой швов, соединением с помощью петлевых стыков.

Находит применение сборно-монолитный вариант опускного

колодца, когда нижнюю режущую часть выполняют из монолитного железобетона, на которую по мере погружения колодца наращивают сборные двухпустотные блоки, которые укладывают на растворе. Блоки крепят между собой в местах вертикальных швов, после чего их заполняют бетоном. Такую конструкцию чаще используют при строительстве крупных опускных колодцев с глубиной погружения 30,0-40,0 м и при диаметре более 20,0 м. Основным недостатком этого способа является значительный объем расходуемого монолитного железобетона на замоноличивание стыков и

изготовление ножевой части, а преимуществом - применение одного типоразмера, наличие в блоках пустот, что позволяет регулировать вес колодца при заполнении их бетоном, выравнивая его при перекосах и удерживая от всплытия.

15.2 Погружение опускных колодцев

В зависимости от назначения, размеров в плане, гидрогеологических условий и экономической целесообразности используют следующие методы погружения опускных колодцев.

При отсутствии подземных вод или в условиях водопонижения применяют разработку грунта в колодце экскаваторами или бульдозерами (рис. 15.4, *а*). Вынутый грунт бадьями поднимают на поверхность. Этот метод приемлем при разработке рыхлых песков, легких супесей, галечника. Используют также средства гидромеханизации в легко размываемых грунтах (пески, супеси, мелкие суглинки), но при наличии на стройплощадке необходимого количества воды, обеспечении достаточной электроэнергии и трубами для сброса пульпы за пределы строительной площадки. Глубину разработки грунта на одну высоту опускания принимают равной 1,5-2,0 м.

На обводненной территории или в грунтах с высоким уровнем подземных вод предварительно производят водопонижение или откачку воды. Глубинное водопонижение осуществляют с помощью иглофильтров, расположенных по периметру, и откачкой насосами.

Разработку грунта под водой обычно осуществляют грейфером (рис. 15.4, *б*).

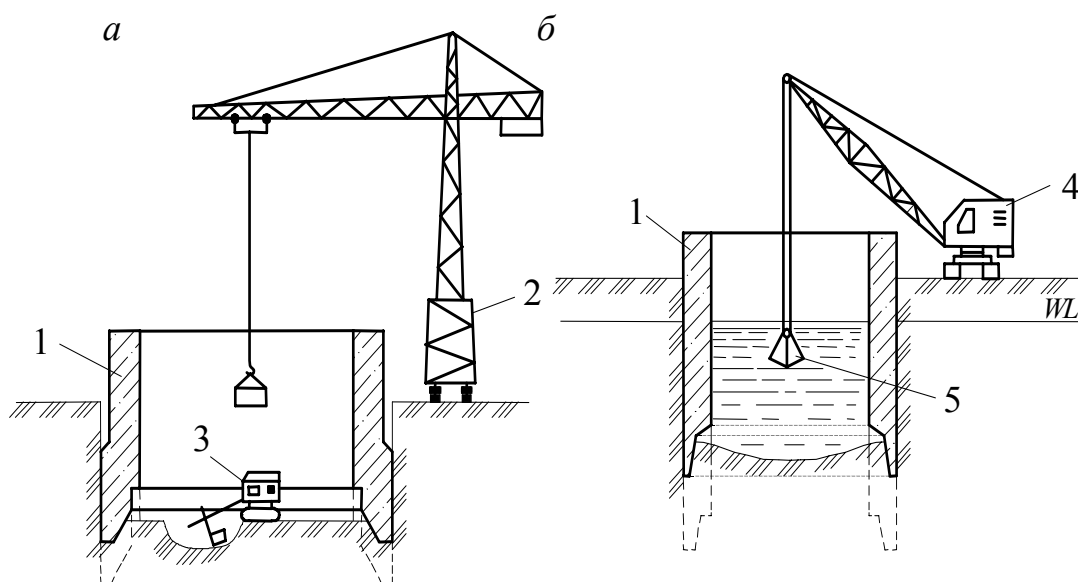


Рисунок 15.4 – Разработка грунта в опускном колодце:

а – насухо с помощью экскаватора; *б* – под водой с помощью грейфера; 1 - колодец; 2 – башенный кран; 3 – экскаватор; 4 – кран-экскаватор; 5 – грейфер

По мере наращивания веса опускного колодца вертикальность его перемещения в грунте контролируется инструментально. Могут возникнуть сложности при недостаточно проведенных инженерно-геологических изысканиях - появляются включения твердых пород под ножевой частью колодца, что создает неравномерное перемещение по вертикали, вызывает перекос или зависание, а иногда приводит к разрушению стенок опускного колодца.

Для преодоления сил трения о стенки опускного колодца применяют способ погружения с помощью тиксотропной рубашки. В результате этого контакт колодца с грунтом при нормальном опускании происходит только в пределах ножевой части и по небольшой площади. Выше ножевой части создается тиксотропная рубашка из глинистого раствора, закачиваемого сверху через инъекционные трубы. Раствор приготавливают из бентонитовых глин, содержащих монтмориллонит, обладающий тиксотропными свойствами – он легко переходит из жидкого состояния в гелеобразную массу. Такими свойствами обладают пластичные глины, содержащие мелкие частицы (0,005 мм) не менее 30 %. Суспензию закачивают по всей площади кольца круглой или прямоугольной формы, от уступа ножевой части до верха погружения, что позволяет равномерно производить погружение, снижает трение о боковую поверхность.

15.3 Расчет фундаментов глубокого заложения (опускные колодцы)

Расчет фундамента в виде опускного колодца производят по материалу как для железобетонных конструкций на нагрузки и воздействия, возникающие в условиях строительства и эксплуатации сооружения. При погружении колодца в грунт учитывают следующие виды нагрузок: собственный вес колодца G , нагрузку колодца при погружении Q , горизонтальное давление грунта на стенки колодца P_g , гидростатическое давление воды на колодец P_w , силы трения грунта по боковой поверхности колодца T , реактивное давление грунта под подошвой ножа P .

Расчет опускных колодцев на строительные нагрузки включает: расчет на погружение, расчет стен на разрыв, расчет ножевой части колодца, расчет стен колодца на боковое давление грунта, расчет прочности стен на изгиб в вертикальной полости, расчет на всплытие.

Расчетом на период погружения необходимо проверить:

- прочность наружных, внутренних стен, перекрытий;
- на сдвиг по подошве, на опрокидывание и на общую устойчивость сооружения вместе с основанием;
- на всплытие колодца.

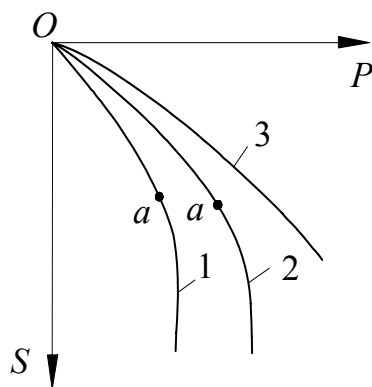


Рисунок 15.5 – График зависимости осадки от нагрузки: 1 – для фундамента, возводимого в открытом котловане; 2 – то же для свайного фундамента; 3 – то же для фундамента глубокого заложения

Опускные колодцы относятся к фундаментам глубокого заложения. Нагрузка от них передается через подошву и боковым давлением (трением). Так как этот тип сооружений, в основном подошва колодца находится на глубине 30,0-60,0 м, то грунтовое основание не вызывает особых осложнений в отношении сжимаемости.

Работа опускного колодца как фундамента сравнима с работой висячей сваи в грунте. Разница заключается в размерах обеих конструкций и большой несущей способности колодца за счет опирания на прочные грунты, расположенные на значительной глубине (рис. 15.5).

Расчет производят в соответствии с известными методами учета влияния сил трения, развивающихся по боковой поверхности фундамента. При этом следует иметь в виду, что опускной колодец погружается без днища, работают боковая поверхность и ножевая часть и по мере разработки грунта по площади основания и у ножевой части происходит перемещение его по вертикали. По мере опускания производят наращивание стенок опускного колодца, увеличивая нагрузку на ножевую часть. Расчеты производят для условий строительства и эксплуатации.

Погружение колодца обеспечивается при соблюдении условия:

$$\frac{(G_m + Q)}{T_2 + F_u} \geq \gamma_{pl}, \quad (15.1)$$

где G_m - вес строительных конструкций стен; Q - пригрузка колодца при погружении; T_2 - сила трения стен колодца по грунту при погружении; F_u - сопротивление грунта под подошвой ножа; γ_{pl} - коэффициент надежности погружения (обычно принимают - 1,15).

Расчет выполняют поэтапно по мере наращивания каждого яруса и на полную глубину.

Если колодец опускается с устройством днища и подводной разработкой грунта, расчетные усилия (моменты и поперечные силы)

увеличивают на 15 % из-за сложности контроля за положением опорных зон.

Прочность железобетонного днища с шарнирным опиранием по контуру на стены колодца рассчитывают на следующие нагрузки: отпор грунта под днищем колодца R_g и гидростатическое давление подземных вод P_w по формуле:

$$R_g = \sum G - P_w, \quad (15.2)$$

где $\sum G$ - сумма всех постоянных вертикальных нагрузок на колодец с учетом сил трения.

При расчете опускного колодца в условиях эксплуатации нужно учитывать:

- прочность наружных и внутренних стен, днища, перекрытий;
- всплытие колодца;
- сдвиг по подошве, опрокидывание и общую устойчивость сооружения вместе с основанием.

Тогда расчет в условиях эксплуатации следует производить с учетом нагрузок:

$$\frac{\sum G + T_i + Q}{A_w \cdot H_w \cdot \gamma_w} \geq \gamma_{lm}, \quad (15.3)$$

где G , Q - расчетные нагрузки; T_i - сумма усилий трения при расчете на всплытие; A_w - площадь основания колодца; H_w - расчетное превышение уровня подземных вод над основанием днища колодца; γ_w - удельный вес воды; $\gamma_{lm} = 1,2$ - коэффициент надежности от всплытия.

Если условие (15.3) не выполняется, то необходимо предусмотреть устройство анкерных креплений или увеличивать вес колодца.

Расчет колодца на сдвиг по подошве и опрокидывание, а также общей устойчивости совместно с основанием проводят только в случае больших горизонтальных усилий.

15.4 Кессоны

Одним из разновидностей фундаментов глубокого заложения являются кессоны (рис. 15.6). Кессоны применяют давно, особенно в обводненных грунтах с чередующимися слоями слабых грунтов и твердых пород – скальных, полускальных, в которых опускные колодцы устраивать трудно.

Кессон сравнивают с перевернутой вверх днищем коробчатой конструкцией, имеющей потолок, боковые стенки и два помещения – рабочую камеру 1, в которую под давлением нагнетается сжатый воздух,

уравновешивающий давление воды на данной глубине и не мешающий производить работы по разработке грунта, и надкессонное строение 3, через которое проходит шахтная труба 5 и шлюзовой аппарат 4, открывающий доступ людям в кессон и обеспечивающий подачу материалов, оборудования и подъем вынутого грунта.

Надкессонное строение в зависимости от назначения кессона как фундамента глубокого заложения выполняют в виде сплошного массива из монолитного бетона или железобетона. Если надкессонное строение используется под заглубленное помещение, то его конструкция несколько отличается по весу и технологии изготовления. Наружные стенки тщательно гидроизолируют от проникновения воды. Они могут быть сделаны из сборных элементов. Надкессонное строение выполняют по всей высоте или же ярусами по мере погружения.

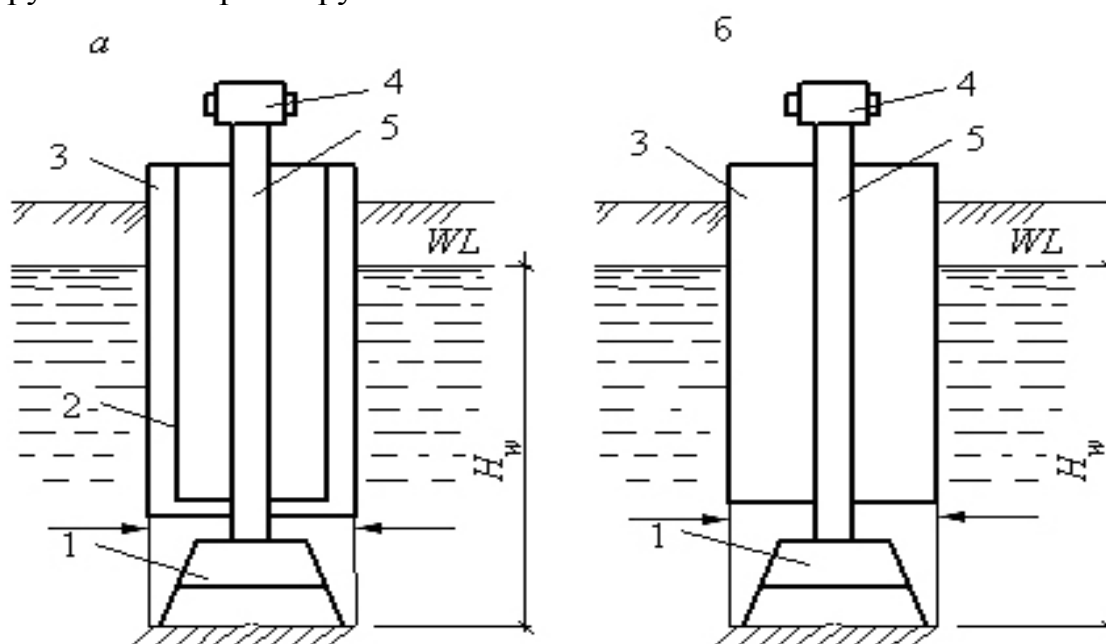


Рисунок 15.6 – Схема устройства фундаментов глубокого заложения методом кессона: а – для заглубленного помещения; б – для глубокого фундамента; 1 – кессонная камера; 2 – гидроизоляция; 3 – надкессонное строение; 4 – шлюзовой аппарат; 5 – шахтная труба

Основными элементами, необходимыми для погружения кессонов, являются шлюзовые аппараты, шахтные трубы и компрессорная станция. Шлюзовой аппарат соединен с кессонной камерой шахтными трубами, по которым рабочие попадают в камеру. Предварительно происходит адаптация организма человека в условиях повышенного давления и постепенного снижения его во избежание декомпрессии после окончания работ. Давление в рабочей камере соответствует величине 350-400 кПа при глубине погружения кессона на 35,0-40,0 м. Оно предотвращает попадание воды, окружающей кессон, в рабочую камеру. Рабочие находятся в кессоне в

течение 2 часов. Адаптация их к работе в камере входа составляет 15-20 мин, а при выходе из камеры - в пределах 1 часа со снижением давления воздуха до атмосферного. Поэтому данный способ устройства фундаментов является дорогостоящим, сложным как для людей, работающих в кессоне, так и по технологии производства работ.

Сначала на поверхности монтируют кессонную камеру, шлюзовой аппарат и шахтные трубы. Одновременно вблизи кессона сооружают компрессорную станцию, монтируют оборудование для подачи сжатого воздуха в кессон. После того как бетон кессонной камеры достиг проектной прочности, начинают погружение. В кессонную камеру, как только она достигла уровня подземных вод, подают сжатый воздух для отжатия воды из камеры кессона. По мере погружения кессона производят наращивание шахтной трубы и надкессонной части сооружения. Грунт в камере кессона разрабатывают вручную или гидромеханическим способом и подают наверх через шахтное отверстие и шлюзовую камеру.

Расчет кессона выполняют аналогично расчету опускного колодца.

15.5 Тонкостенные оболочки

В связи с появлением мощных вибропогружателей, позволяющих погружать элементы больших размеров на значительную глубину, в качестве фундаментов глубокого заложения стали использовать тонкостенные железобетонные оболочки, изготавливаемые на заводе (рис. 15.7).

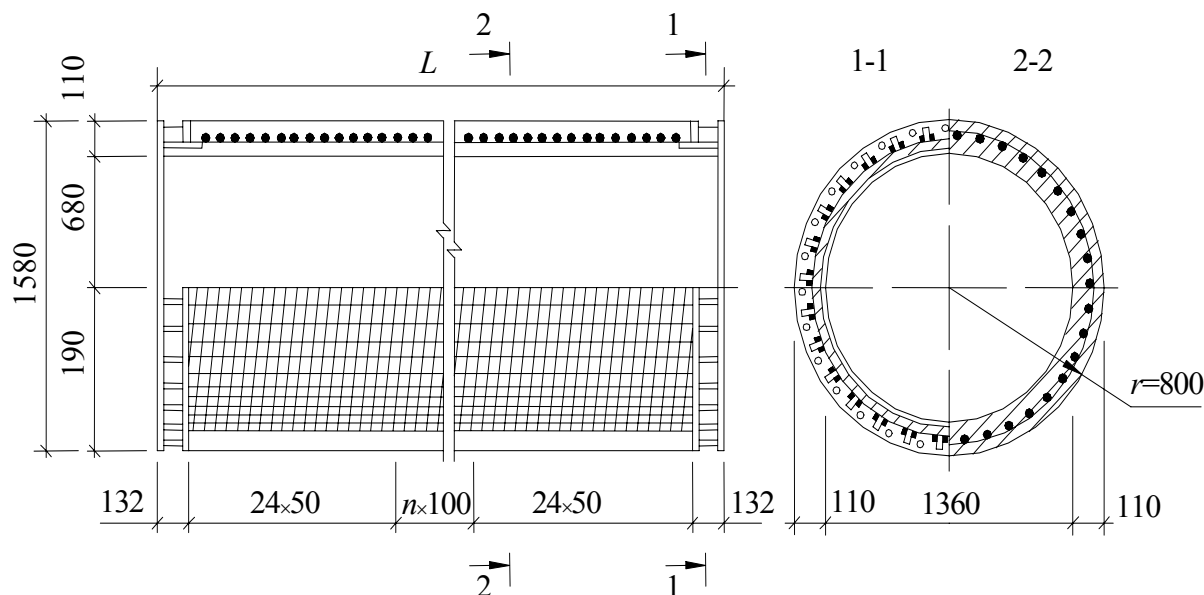


Рисунок 15.7 – Конструкция типовой тонкостенной оболочки диаметром 1,6 м

Тонкостенные оболочки представляют собой пустотелый цилиндр, выполненный из предварительно напряженного железобетона. Оболочки изготавливают секциями длиной 6,0-12,0 м с наружным диаметром 1,0-3,0 м.

Элементы оболочки сваривают до начала погружения и по мере погружения наращивают. Погружение оболочек в грунт производят вибропогружателем. Нижняя часть оболочки снабжается ножом для предотвращения от разрушения при встрече с твердыми включениями. После погружения оболочки до заданной глубины ее полость заполняют бетоном. Чтобы снизить объем укладываемого бетона или вообще исключить заполнение оболочки бетоном, применяют оболочки с утолщенной стенкой до 160...200 мм. Усиленные оболочки обладают повышенной прочностью при погружении в труднопроходимые грунты с включением галечника, валунов и не требуют заполнения полости бетоном, что значительно сокращает процесс изготовления фундамента, так как на твердение и набор прочности бетона требуется определенное время.

В нескальных грунтах для увеличения несущей способности оболочки по грунту устраивают внизу уширенную пятую разбуhrиванием или камуфлетным взрывом с последующим заполнением бетонной смесью. Такой тип фундамента глубокого заложения является экономичным, так как позволяет значительно сократить время на его изготовление, повышает несущую способность оболочки, способствует уменьшению трудоемкости при производстве работ, позволяет лучше использовать прочностные свойства материала фундамента.

Фундаменты из оболочек широко применяются при больших вертикальных и горизонтальных нагрузках, характерных для мостов и гидротехнических сооружений.

15.6 Подземные сооружения, устраиваемые методом "стена в грунте"

Фундаменты подземных сооружений, устраиваемые методом "стена в грунте", получили развитие в городах в условиях застроенной территории. Этот метод позволяет устраивать подземные сооружения вблизи существующих зданий и сооружений без нарушения их устойчивости, принимает часть динамических нагрузок на себя. Его конструктивные элементы являются неотъемлемой составляющей конструкцией для транспортных сооружений – подземные переходы, тоннели, станции метрополитена, подземные автомагистрали, а также при строительстве гидротехнических сооружений – водозаборные и насосные станции, противодиффузионные завесы плотин и дамб, набережные, причальные стенки и др.

"Стена в грунте" одновременно может служить креплением стенок котлована, подземных этажей.

Устойчивость стен подземных сооружений обеспечивается заделкой их нижней части в грунтах, а также применением распорных конструктивных элементов в виде распорных балок и анкеров (рис. 15.8). При расстоянии

между параллельными стенами подземных сооружений до 15,0 м устойчивость стен полностью обеспечивается, при большем расстоянии необходимо предусматривать их анкерное крепление.

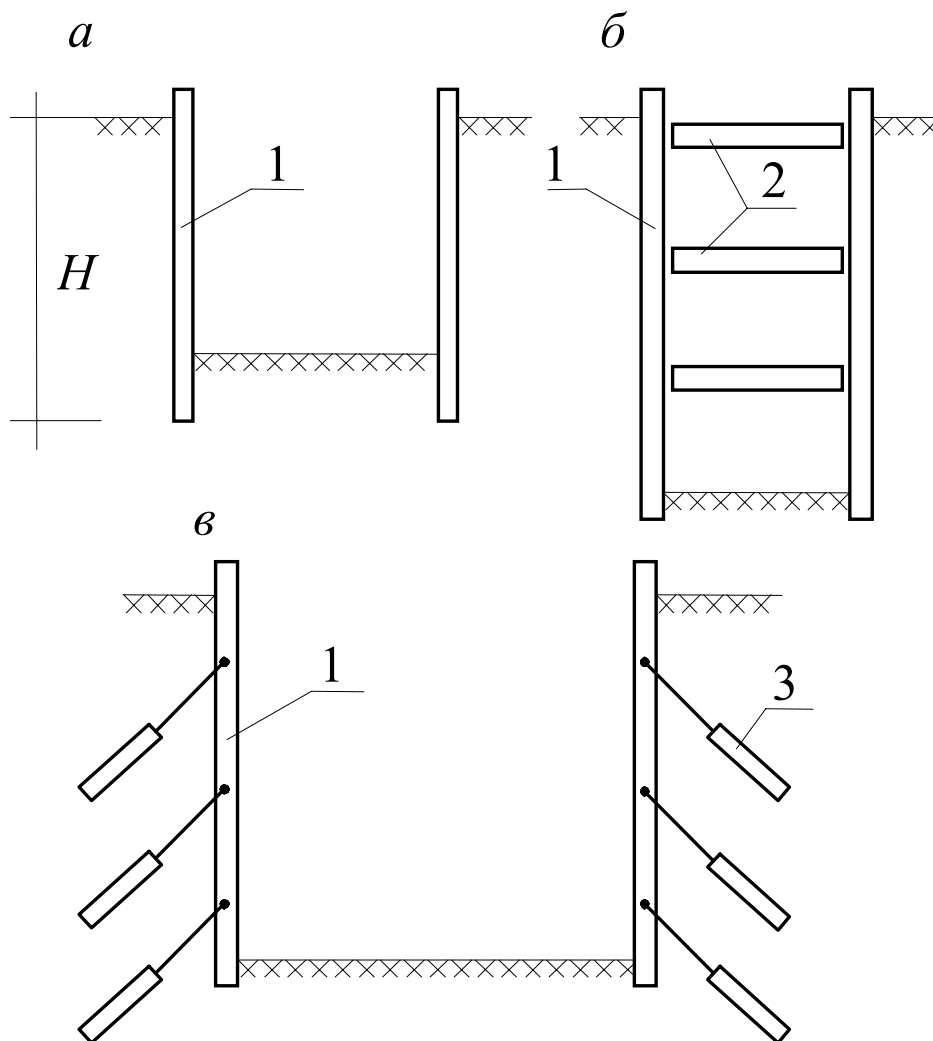


Рисунок 15.8 – Конструктивные схемы сооружений с параллельными стенами: *а* – консольная стена (H – глубина заложения стены); *б* – стена с креплением параллельными распорками; *в* – стена с креплением анкерами; 1 – стена; 2 – распорки; 3 – анкеры

Глубину заложения (высоту) стен в грунте принимают в зависимости от гидрогеологических условий площадки, конструкции стен, технологии производства работ по их возведению, с учетом технико-экономического сравнения вариантов. В условиях устройства сооружений в водонасыщенных грунтах рекомендуется заглублять стену в водоупорный слой (суглинки, глины) на глубину 1,0-1,5 м, в скальные грунты – на 0,5-1,0 м.

Технология изготовления "стен в грунте" предусматривает применение как монолитного железобетона, так и сборных железобетонных элементов.

При сооружении траншейных стен предварительно устраивают

сборную или монолитную форшахту. Она служит направляющей для землеройных механизмов, опорой для подвешивания армокаркасов, бетонолитных труб, сборных железобетонных панелей.

Глубину пионерной траншеи H_{ϕ} принимают 0,8-1,5 м в зависимости от прочности поверхностного слоя грунта, длину захватки в продольном направлении - 4,0-6,0 м, ширину траншеи - в зависимости от оборудования, толщины несущих монолитных стен (40, 60, 80 и 100 см). Объем захватки с учетом укладываемого бетона должен составлять не более 50-60 м³.

Для разработки грунта в траншее используют землеройное оборудование непрерывного действия – экскаваторы типа "обратная лопата" с удлиненной стрелой и узким ковшом, позволяющим рыть траншею глубиной до 7,0-8,0 м, буровые станки вращательного бурения и специальные ковшовые и фрезерные агрегаты.

Для удержания стенки от обрушения в нее заливают тиксотропный глинистый раствор. Уровень раствора должен быть выше уровня подземных вод. Для приготовления глинистых растворов плотностью 1,15-1,30 т/м³ применяют специальные бентонитовые глины или местные глины. Опускают арматурный каркас, производят бетонирование и переходят к выполнению работ в следующей захватке через одну, а после ее устройства - к промежуточной и т.д. В результате получается сплошная стена. Такая конструкция стены может служить креплением стен котлована, стеной подземных этажей и фундаментом.

Наряду с устройством "стены в грунте" из монолитного железобетона этот процесс можно ускорить путем заполнения траншеи сборными железобетонными панелями. Для удобства монтажных работ толщину панелей принимают на 6,0-10,0 см меньше ширины траншеи. Образовавшийся зазор заполняют специальным цементно-песчаным или цементно-глинистым раствором. Раствор должен быть жидким, после твердения приобретать прочность не ниже прочности окружающего грунта и быть водонепроницаемым.

В последние годы в практику фундаментостроения начали внедрять шлицевые (щелевые) фундаменты (рис. 15.9). Этот тип фундаментов целесообразно применять при строительстве на практически непригодных грунтах, при полной прорезке просадочной толщи, в сложных напластованиях водонасыщенных грунтов, в оползневых условиях, где стена выполняет функции как фундамента, так и удерживающего сооружения.

Шлицевые фундаменты устраивают на глубину от 4,0 до 50 м и более. Глубина устройства фундамента ограничивается возможностями применяемых землеройных механизмов. Ширина траншеи может быть 0,2-1,2 м и зависит от возможностей применяемых механизмов. По способу изготовления шлицевые фундаменты могут быть сборные, монолитные и сборно-монолитные, по способу передачи нагрузки от сооружения на грунт –

шлицы-стойки, передающие нагрузку на практически несжимаемый грунт, висячие, передающие нагрузку боковой поверхностью и подошвой фундамента (рис. 15.10).

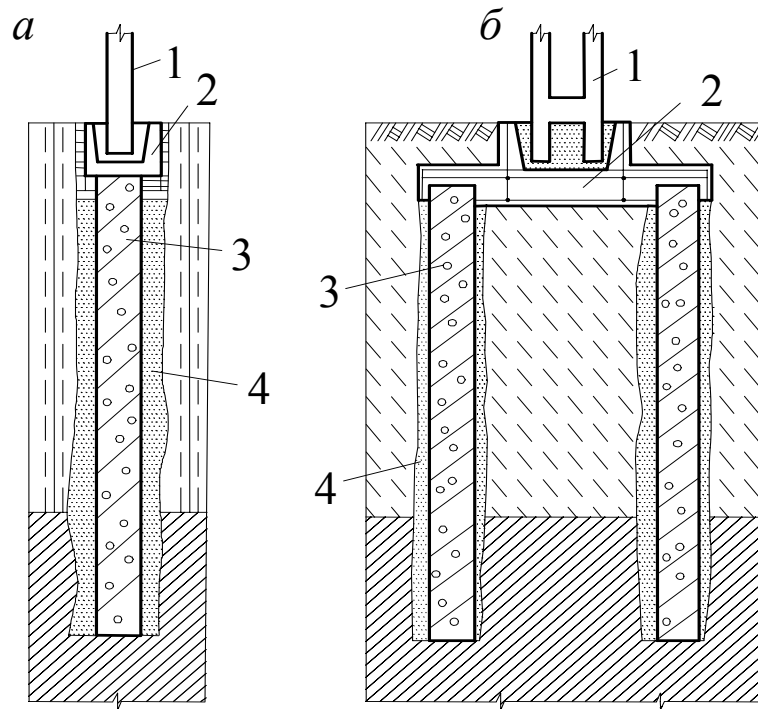


Рисунок 15.9 – Конструкции сборных шлицевых фундаментов из плоских панелей: *а* – однорядный; *б* – двухрядный; 1 – колонна; 2 – ростверк со стаканом под колонну; 3 – сборный плоский элемент; 4 – тампонажный раствор

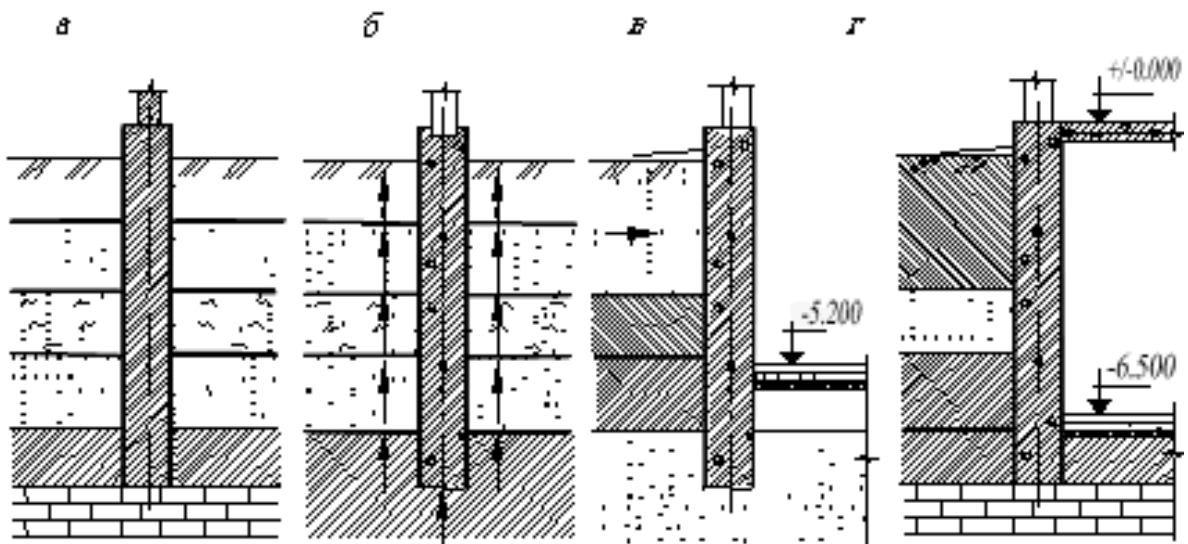


Рисунок 15.10 – Схемы поперечных разрезов шлицевых фундаментов: *а* – работающие нижней частью; *б* – работающие нижней частью и боковой поверхностью; *в* – работающие консольно; *г* – работающие с элементами жесткости – перекрытие, защемление

Толщина стенок монолитного шлицевого фундамента - 400-600 мм, сборного –200-1200 мм. Сборные шлицевые фундаменты опускают в заранее прорезанную траншею. Толщину шлицевого фундамента принимают на 10 см меньше ширины траншеи для облегчения монтажа и проведения тампонажных работ по заделке пазух. Тампонажным материалом служат глино-цементно-песчаные растворы или глино-щебне-песчаные композиции. Конструкции стыков между сборными элементами необходимо принимать такими, чтобы они позволяли легко вести монтаж элементов под глинистой суспензией и проводить тампонажные работы. Сборные шлицевые фундаменты применяют из сплошных плоских панелей, из пустотелых панелей и тонкостенных объемных элементов.

При проектировании шлицевых фундаментов нужно выполнять расчет устойчивости стенок траншей с учетом гидрогеологических условий строительной площадки, физико-механических свойств грунтов, уровня грунтовых вод и нагрузки от вблизи стоящих зданий.

Шлицевые фундаменты работают не только в продольном, но и в поперечном направлении. Поэтому расчет шлицевых фундаментов и их оснований должен производиться по двум группам предельных состояний:

1) по прочности материала фундаментов и их элементов; по несущей способности основания; по устойчивости оснований шлицевых фундаментов, если на них передаются горизонтальные нагрузки;

2) по деформациям оснований шлицевых фундаментов; по перемещениям фундаментов с учетом взаимодействия фундамента с грунтом от действия вертикальных, горизонтальных нагрузок и моментов, по образованию и раскрытию трещин в элементах железобетонных фундаментов.

ГЛАВА 16

ФУНДАМЕНТЫ, ВОЗВОДИМЫЕ В УСЛОВИЯХ СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТОВ

16.1 Просадочные грунты

Отдельные виды грунтов при увлажнении способны уплотняться и терять устойчивость. Деформации, которые при этом возникают, называются просадками. К просадочным грунтам относятся лессы и лессовидные пылевато-глинистые грунты. Особенностью этих грунтов являются присутствие в них крупных, видимых невооруженным глазом пор, большое содержание пылеватых частиц, наличие растворимых солей (карбонатов, сульфатов и хлоридов).

Макропористые лессовидные грунты распространены широко. Часть их имеет очень высокую пористость – до 50 и более процентов, поэтому в естественном состоянии при замачивании они могут давать значительные просадочные деформации.

Согласно действующим строительным нормам просадочные грунты при замачивании характеризуются следующими показателями:

- относительной просадочностью ε_{sl} – относительным сжатием грунтов при заданном давлении;
- начальным просадочным давлением P_{sl} – минимальным давлением, при котором наблюдается просадка;
- начальной просадочной влажностью w_{sl} – минимальной влажностью, при которой возникает просадка.

Просадку грунта необходимо учитывать, если его относительная просадочность $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

Относительная просадочность определяется по формуле:

$$\varepsilon_{sl} = \frac{h_{n,p} - h_{sat,p}}{h_{n,g}}, \quad (16.1)$$

где $h_{n,p}$ и $h_{sat,p}$ – соответственно высота образца природной влажности и его высота после полного водонасыщения при давлении P на расчетной глубине. Составляющими вертикального давления P являются напряжения от внешней нагрузки σ_{zp} и собственного веса грунта σ_{zg} , то есть: $P = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; $h_{n,g}$ – высота образца природной влажности, уплотненного давлением $P = \sigma_{zg}$.

Просадочные деформации происходят от замачивания грунтов сверху дождевыми и талыми водами, а также вследствие неисправностей в водопроводящих грунтах основания S_{sl} в результате повышения сетях. Причиной замачивания снизу является подъем уровня подземных вод.

Просадочные деформации влажности при суммарных напряжениях от действия собственного веса грунта и распределенных нагрузок определяют по формуле:

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (16.2)$$

где $\varepsilon_{sl,i}$ – относительная просадочность i -го слоя грунта, определяется по формуле (16.1); h_i – толщина i -го слоя грунта; $k_{sl,i}$ – коэффициент, корректирующий расчет; n – количество слоев, на которые разделена зона просадки h_{sl} .

Толщина слоев не должна превышать 2 см, а изменение суммарного напряжения в слое не должно превышать 200 кПа.

Значение коэффициента $k_{sl,i}$ при ширине фундамента $b \geq 12$ м принимается равным 1 для всех слоев грунта в пределах зоны просадки. Если $b \leq 3$ м, тогда для определения $k_{sl,i}$ служит формула:

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5 \frac{P - P_{sl,i}}{P_o}, \quad (16.3)$$

где P – среднее давление под подошвой фундамента, кПа; $P_{sl,i}$ – начальное просадочное давление i -го слоя, кПа; P_o – давление, равное 100 кПа; b – ширина фундамента.

При ширине фундамента $3 \text{ м} \leq b \leq 12 \text{ м}$ коэффициент $k_{sl,i}$ определяют по интерполяции по найденным значениям $k_{sl,i}$ при $b = 3 \text{ м}$ и $b = 12 \text{ м}$.

В случае определения просадочности грунта от собственного веса принимают:

$k_{sl,i} = 1$ при $H_{sl} \leq 15 \text{ м}$ и $k_{sl,i} = 1,25$ при $H_{sl} \geq 20 \text{ м}$. В интервале $15 \text{ м} \leq H_{sl} \leq 20 \text{ м}$.

$k_{sl,i}$ – определяют интерполяцией. Здесь H_{sl} – мощность просадочной толщи.

В пределах просадочной толщи H_{sl} выделяют толщину верхней зоны просадочности $h_{sl,p}$, в которой возможна деформация $S_{sl,p}$ от внешней нагрузки. Эта зона распространяется от подошвы фундамента до глубины, где имеет место условие $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp} > P_{sl}$.

Толщина нижней зоны просадочности $h_{sl,g}$, в которой возможна просадочная деформация от собственного веса грунта $S_{sl,g}$, начинается с глубины, где $\sigma_{zg} = P_{sl}$ и распространяется до нижней границы просадочной толщи.

Для случая, когда просадочная деформация от собственного веса грунта $S_{sl,g}$ происходит при замачивании сверху небольших площадок шириной B_w , меньших просадочной толщи H_{sl} , строительные нормы рекомендуют определять $S_{sl,g}$ по формуле:

$$S_{sl,g} = S_{sl} \sqrt{(2 - B_w / H_{sl}) B_w / H_{sl}}, \quad (16.4)$$

где $S_{sl,g}$ - максимальное значение просадочной деформации грунта от собственного веса, определяемое по формуле (16.2).

Полевые и лабораторные испытания просадочных грунтов и выполненные на их основе расчеты позволяют наметить мероприятия для полного или частичного устранения просадочности на участке строительства. Однако предварительно необходимо выяснить, в каком соотношении находятся начальное просадочное давление и напряжение в грунте от внешних нагрузок и собственного веса грунта на расчетной глубине (рис. 16.1).

При достаточно больших значениях начального просадочного давления может иметь место условие $\sigma_{zg} + \sigma_{zp} \leq P_{sl}$. В этом случае просадочность грунта при расчете оснований и фундаментов не учитывается.

Мероприятия, направленные на устранение просадочных свойств основания, сводятся, прежде всего, к уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками, к устройству непросадочных грунтовых подушек, выполняемых с применением уплотняющих механизмов. Хорошо зарекомендовали себя способы устранения просадочности при устройстве фундаментов без выемки грунта. Для этого полость в грунте вырабатывается по форме фундамента специальными трамбовками с одновременным уплотнением основания.

Если просадочная толща подстилается плотным грунтом, тогда при соответствующем обосновании может быть принята прорезка просадочных слоев сваями.

При значительных площадях с просадочными грунтами, отводимых под застройку, применяют предварительное замачивание грунта в котлованах. Строительство в таких котлованах начинают спустя определенное (расчетное) время, в течение которого замоченные грунты теряют просадочные свойства.

Лессовидные грунты, используемые в строительной практике, часто распространяются на сравнительно большую глубину (до 15-20 м). В этом случае для исключения просадок в грунтовом массиве применяют глубинное

уплотнение просадочных грунтов с помощью грунтовых свай. Использование их не требует применения строительных материалов, поскольку при их устройстве расходуется только местный грунт. Технология изготовления таких свай довольно простая и не требует применения сложного оборудования. Благодаря этому возведение фундаментов зданий и сооружений с помощью грунтовых свай может давать заметный экономический эффект.

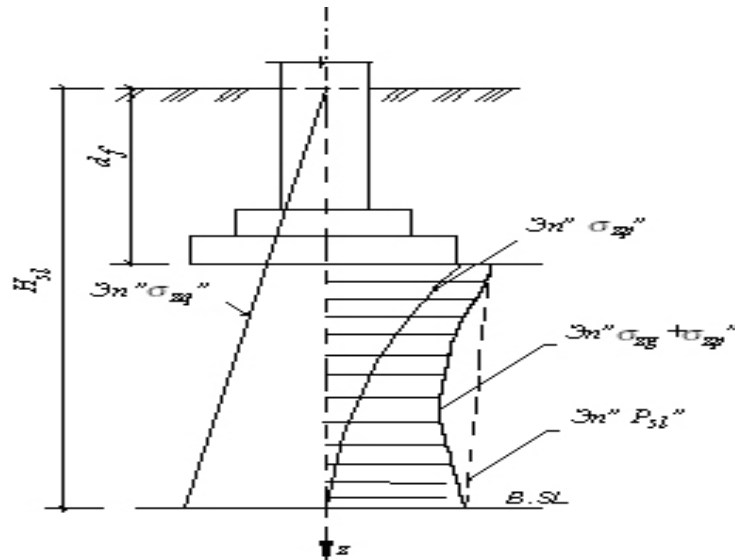


Рисунок 16.1 – Схема распределения по глубине основания напряжений от собственного веса грунта σ_{zg} , дополнительного напряжения σ_{zp} , суммарного напряжения $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$, и начального просадочного давления P_{sl}

Глубинное уплотнение лессовых макропористых грунтов с помощью грунтовых свай позволяет устранить просадочные явления в пределах глубины всей зоны, которая деформируется при увлажнении основания. Грунтовые сваи целесообразно применять при толщине просадочного слоя от 8 до 20 м и влажности грунта, близкой к оптимальной.

Изготовление грунтовой сваи начинают с бурения скважины диаметром 400...500 мм на всю глубину просадочной толщи (II тип просадочности). В случае грунтовых условий по просадочности I типа сваи изготавливают в пределах всей глубины деформируемой зоны $h_{sl,p}$ или в пределах глубины просадочной толщи H_{sl} , если $h_{sl,p} > H_{sl}$.

Сваи размещают на площадке в шахматном порядке на вершинах равносторонних треугольников. Скважину вырабатывают с помощью вдавливания, забивки или вибропогружения пустой стальной трубы на проектную отметку. Нижний конец трубы снабжают конусным наконечником, который теряется после изготовления скважины, или

башмаком с раскрывающимися шарнирными створками и стопорным кольцом (рис.16.2).

После погружения на необходимую глубину трубу заполняют порциями грунта, каждую из которых уплотняют при постепенном извлечении инвентарной трубы из скважины.

Изготовление скважины в устойчивых грунтах можно выполнять путем погружения инвентарной сваи с закрытым нижним концом. Грунт в этом случае подают в скважину после полного извлечения инвентарной сваи.

Для уплотнения макропористых пылевато-глинистых грунтов скважину заполняют преимущественно суглинками или супесями, которые уплотняют трамбовкой массой 400-500 кг.

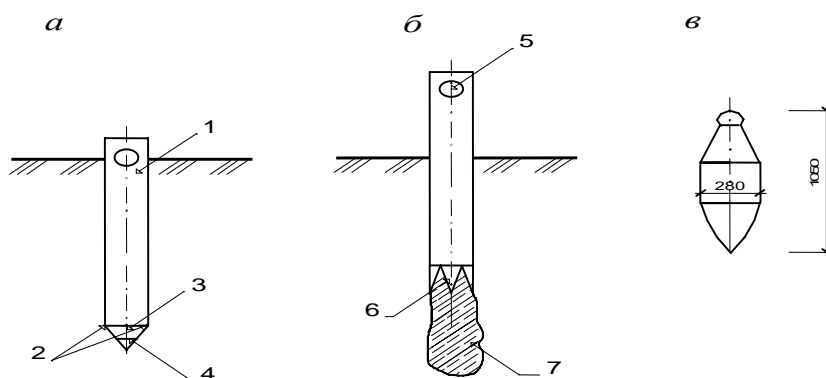


Рисунок 16.2 – Оборудование для изготовления грунтовых свай:

а – инвентарная труба в грунте; *б* – формирование грунтовой сваи;
в – трамбовка; 1 – ствол инвентарной трубы; 2 – шарниры; 3 – створки в закрытом положении; 4 – стопорное кольцо; 5 – проушина; 6 – створки в открытом положении; 7 – грунтовая свая

Влажность грунта в скважине во время уплотнения должна быть оптимальной. Для пылевато-глинистых грунтов она приблизительно равна влажности на границе раскатывания.

При заполнении скважины пылевато-глинистыми грунтами их средний удельный вес в скважине в сухом состоянии должен быть не меньше $17,5 \text{ кН/м}^3$. Средний удельный вес сухого грунта в уплотненном массиве должен быть на площадках с грунтовыми условиями по I типу просадочности равной $16,5 \text{ кН/м}^3$; по II типу – в пределах верхнего слоя на глубину до $H_s/2 - 16,5 \text{ кН/м}^3$, а ниже – 17 кН/м^3 (где H_s – длина грунтовой сваи).

По краям площадки, уплотняемой грунтовыми сваями, будет формироваться зона с переходными значениями плотности грунта. Поэтому необходимо увеличить размеры площадки по сравнению с размерами фундамента на величину, равную при грунтовых условиях по просадочности:

I типа – $0,2b$, но не менее $0,8$ м, а для сооружений, которые будут стоять отдельно с высоким размещением центра тяжести, не менее $0,3b$ (где b – ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента);

II типа – $0,2$ величины просадочной толщ.

Под сваями уплотненный грунт распространяется на глубину $2,5d$ (где d – диаметр скважины).

При выполнении работ по устройству грунтовых свай может происходить разуплотнение грунта на уровне дна котлована. Поэтому рекомендуется уплотнение грунта начинать с отметки, превышающей отметку подошвы фундамента на величину буферного слоя, толщина которого:

$$h_b = K_b d, \quad (16.4)$$

где d – диаметр скважины; K_b – коэффициент пропорциональности, который равен для песков – 3, супесей – 4, суглинков – 5 и глин – 6.

После изготовления грунтовых свай буферный слой частично срезают, а остаток (не больше $1,5$ м) уплотняют трамбовками. Хорошие результаты дает щебеночная подготовка толщиной $0,1$ м поверх уплотненного сваями грунта.

Расчеты грунтовых свай производят с целью определения предельных расстояний между сваями, их общего числа, а также массы грунта, необходимого для изготовления свай.

Расстояние между центрами скважин грунтовых свай в ряду находят по формуле:

$$l = 0,95d \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{(\rho_{ds} - \rho_d)}}, \quad (16.5)$$

где ρ_{ds} – средняя плотность сухого грунта уплотненного массива; ρ_d – плотность сухого грунта в естественном состоянии.

Исходя из размещения свай в вершинах равносторонних треугольников в шахматном порядке, вместе с расстоянием l становится известным расстояние между рядами свай l' . Для прямоугольных площадок уплотнения этих данных достаточно, чтобы определить общее количество грунтовых свай. Для площадок уплотнения другой конфигурации удобнее находить общее количество свай в следующем порядке:

- коэффициент пористости грунта до уплотнения:

$$e_o = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (16.6)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта;

- коэффициент пористости после уплотнения грунтового массива:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_{ds}}{\rho_{ds}}, \quad (16.7)$$

- площадь поперечного сечения грунтовых свай на 1 м² уплотненного основания:

$$A_s = \frac{e_o - e}{1 + e_o}, \quad (16.8)$$

- общее количество грунтовых свай:

$$n = \frac{A \cdot A_s}{A_c}, \quad (16.9)$$

где A – площадь уплотненного основания; A_c – площадь сечения скважины с грунтовой свайей.

Далее по формуле (16.5) находят расстояние l , а также зависящее от него l' и выполняют размещение скважин на плане площадки.

Необходимую массу грунта для заполнения одной скважины определяют по формуле:

$$m = K_d A_c \rho_{ds} H_s (1 + w_s), \quad (16.10)$$

где K_d – коэффициент, учитывающий увеличение диаметра грунтовой сваи при заполнении скважины: супесями $K_d = 1,4$; суглинками и глинами $K_d = 1,1$; A_c – площадь сечения свай; w_s – влажность грунта, которым заполняют скважину; H_s – длина грунтовой сваи с учетом толщины буферного слоя, глубины заложения фундамента и толщины уплотненного слоя грунта под сваями.

Общая масса грунта для уплотнения всей площадки $M = m \cdot n$.

16.2 Слабые грунты

К слабым грунтам, используемым в строительстве, относятся илы и водонасыщенные биогенные (заторфованные) грунты повышенной сжимаемости с низкими значениями прочностных характеристик. В природных условиях слабые грунты могут располагаться полностью в пределах сжимаемой толщии или чередоваться слоями с достаточно прочными грунтами.

Опираие фундаментов непосредственно на поверхность слабых грунтов, как правило, не допускается. Если слабые грунты частично включены в основание, тогда среднее давление под подошвой фундамента от

внешней нагрузки не должно превышать расчетного сопротивления грунта, определяемого аналитическим методом.

При выборе табличного коэффициента условия работы грунтового основания γ_{cl} учитывают значения показателя относительного содержания органического вещества I_{om} , выраженного в долях единицы. В расчетах по деформациям основания, сложенного слабыми грунтами, границу сжимаемой толщи принимают на глубине, где дополнительное напряжение $\sigma_{zp} = 3 \text{ кПа}$.

Возведению зданий на слабых грунтах предшествуют мероприятия, проводимые на строительной площадке с целью уменьшения осадки основания под нагрузкой. К ним относятся устройства песчаных и гравийно-песчаных подушек.

Радикальными способами устранения чрезмерных осадок основания являются замена биогенных грунтов грунтами с минеральным скелетом, а также прорезка слабых грунтов углубленными фундаментами или сваями. К конструктивным мероприятиям относятся повышение жесткости зданий, устройство осадочных швов, разделяющих здание на отдельные блоки, и т.п.

Песчаные подушки позволяют в несколько раз снизить давление, передаваемое на слабый грунт в результате рассеивания напряжений по глубине отсыпанного песчаного слоя. Снижение давления дает возможность избежать чрезмерных осадок слабых грунтов, при этом деформация уплотнения песка в песчаной подушке имеет незначительную величину.

При формировании песчаной подушки не допускается рыхлое сложение отсыпанного песка, поэтому отсыпку производят слоями толщиной не более 0,3 м с послойным уплотнением до плотности песка в сухом состоянии $\rho_d = 1,65 \text{ т/м}^3$. Необходимое уплотнение достигается при оптимальной влажности песка, которую определяют лабораторным путем в конкретных условиях изготовления подушки.

Толщину песчаной подушки устанавливают, исходя из условия $\sigma_{zp} \leq R$. Дополнительное давление σ_{zp} принимают с учетом эффекта распределения на уровне подошвы подушки, а расчетное сопротивление R определяют для грунта слабого слоя, исходя из значений его физико-механических характеристик.

Ширину подушки назначают с учетом угла распределения давления α , который в зависимости от крупности применяемого песка составляет 30-40°.

Песчаная подушка чаще всего имеет прямоугольное сечение (рис.16.3). В этом случае ее ширина b_s определяется уравнением:

$$b_s = b + 2h \operatorname{tg} \alpha, \quad (16.11)$$

где b – ширина подошвы фундамента; h – толщина подушки.

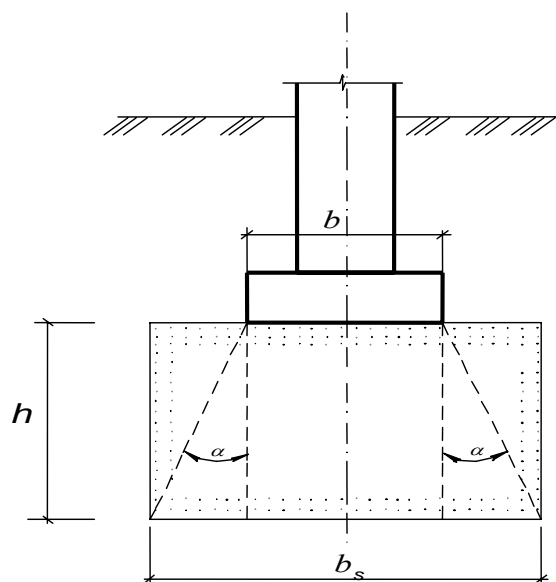


Рисунок 16.3 - Схема определения размеров песчаной подушки

При проверке осадки основания, сложенного слабыми грунтами, может оказаться, что ее значение превышает предельную величину за счет дополнительных горизонтальных деформаций грунта в слабом слое. В этом случае фундамент ограждают шпунтом из железобетонных шпунтовых свай, заведенных концами в прочный грунт, или переходят к устройству фундаментов на сваях и глубоких опорах.

16.3 Набухающие грунты

Особенностью набухающих грунтов является их способность разуплотняться, т.е. увеличиваться в объеме при увлажнении. Последующее снижение влажности в таких грунтах приводит к усадкам.

Деформации грунта основания в результате набуханий и усадок могут быть причиной повреждений строительных объектов.

К категории набухающих грунтов относятся в основном глины, особенно с высокими значениями числа пластичности. Кроме того, способностью набухать обладают некоторые виды шлаков, а также пылевато-глинистые грунты при замачивании кислотами, которые попадают в грунт в виде отходов химических производств.

Набухающие грунты характеризуются относительным набуханием при заданном давлении ε_{sw} , давлением набухания P_{sw} , влажностью набухания w_{sw} и относительной усадкой ε_{sh} .

Давлением набухания называется минимальное давление, передаваемое на грунт, при котором деформации набухания прекращаются. С увеличением влажности постепенно снижается величина разуплотнения грунта, а при

определенной влажности, равной влажности набухания, деформации набухания отсутствуют.

Грунт считается набухающим, если при его свободном (без пригрузки) набухании $\varepsilon_{sw} \geq 0,04$.

В случае инфильтрации влаги в грунт относительное набухание грунта ε_{sw} определяют по формуле:

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n}, \quad (16.12)$$

где h_n – высота образца в природном состоянии, обжатого без возможности бокового расширения давлением, равным суммарному вертикальному напряжению на заданной глубине $\sigma_{z,tot}$; h_{sat} – высота того же образца после полного водонасыщения при том же давлении.

Общую деформацию (подъем) основания при набухании грунтов находят по формуле:

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i}, \quad (16.13)$$

где $\varepsilon_{sw,i}$ – относительное набухание i -го слоя грунта, определяемое по формуле (16.12); n – число слоев, на которые разбита зона набухания; h_i – толщина i -го слоя; $k_{sw,i}$ – коэффициент, определяемый в зависимости от величины суммарного вертикального напряжения $\sigma_{z,tot}$ на рассматриваемой глубине: $k_{sw} = 0,8$, если $\sigma_{z,tot} = 0,05$ МПа; $k_{sw} = 0,6$, если $\sigma_{z,tot} = 0,3$ МПа. Промежуточные значения коэффициента k_{sw} принимают по интерполяции.

Относительную линейную усадку грунта находят по формуле:

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h_n - h_d}{h_n}, \quad (16.14)$$

где h_n – высота грунтового образца с максимально возможной влажностью при обжатии его заданным вертикальным давлением без возможности бокового расширения; h_d – высота образца в тех же условиях после высыхания.

Для устранения негативного воздействия набухающих грунтов на сооружения осуществляют следующие профилактические мероприятия:

- проектирование водозащитных устройств;
- предварительное замачивание основания;
- устройство компенсирующих песчаных подушек;
- замена набухающего грунта ненабухающим.

Кроме того, используют конструктивные мероприятия, к которым относятся повышение прочности и жесткости здания, устройство осадочных швов, прорезка набухающих слоев сваями с анкерровкой их в ненабухающем грунте.

Водозащитными мероприятиями и устройствами являются планировка территории для надежного отвода дождевых и талых вод за пределы участка, организованный отвод воды с кровли здания, применение на входах и выходах водонесущих трубопроводов железобетонных лотков, соединенных с контрольными колодцами, и т.д.

Предварительное замачивание приводит к подъему грунта перед началом строительства до уровня, выше которого деформации набухания исключаются.

Для устройства компенсирующих песчаных подушек в набухающих грунтах используют пески любой крупности, за исключением пылеватых. Уплотнение песка в подушках производят до плотности в сухом состоянии $\rho_d = 1,6 \text{ т/м}^3$.

Замену набухающего грунта выполняют любым ненабухающим грунтом с послойным уплотнением при укладке в котлован. Укладку сопровождают контролем плотности грунта. Минимальное значение плотности скелета составляет: $\rho_d = 1,65 \text{ т/м}^3$.

Указанные профилактические мероприятия могут не проводиться, если окажется, что на любой глубине под подошвой фундамента имеет место условие:

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad} \geq P_{sw}, \quad (16.15)$$

где $\sigma_{z,tot}$ – общее вертикальное напряжение на глубине z ниже подошвы фундамента; σ_{zp} – дополнительное напряжение от веса сооружения с учетом его рассеивания с глубиной; σ_{zg} – природное давление в зависимости от заданной глубины; $\sigma_{z,ad}$ – дополнительное давление от веса грунта за пределами зоны увлажнения.

При значительных размерах зоны увлажнения давление $\sigma_{z,ad}$ не учитывают. Значение σ_{zp} на уровне подошвы фундамента должно быть сопоставлено с расчетным сопротивлением грунта основания ($\sigma_{zp} \leq R$).

Если $\sigma_{z,tot}$ в верхней зоне набухающего слоя окажется меньше P_{sw} , то нижняя граница набухания H_{sw} будет находиться на глубине, где $\sigma_{z,tot} = P_{sw}$.

В качестве радикального метода устранения негативного влияния на сооружения деформаций от набухания и усадки грунта рассматривается прорезка этого слоя сваями, заанкеренными в подстилающем слое

ненабухающего грунта. В качестве анкеров используют разбуренные (уширенные) нижние части буронабивных свай, камуфлетные уширения, булавовидные сваи заводского изготовления.

Свайные фундаменты зданий и сооружений рассчитывают таким образом, чтобы полностью исключить их перемещение при сезонных набуханиях и усадках грунтов.

Для устранения свойств набухания способом предварительного замачивания отрывают котлован (или траншею) на глубину 0,1–0,3 м выше проектной отметки заложения подошвы фундамента. В котловане в шахматном порядке на расстоянии 2–4 м пробуривают скважины диаметром 100–250 мм (глубина на 0,5 м меньше, чем требуемая по проекту толщина слоя, подвергаемая замачиванию). Скважины заполняют на всю высоту гравием, щебнем или песчано-гравийной смесью. В пределах котлована по двум взаимно перпендикулярным направлениям устраивают поверхностные марки через 3–5 м одна от другой. До начала замачивания определяют влажность грунта по глубине через 0,5–0,7 м не менее чем по шести образцам с каждой глубины.

В процессе замачивания через 7–10 дней производят нивелирование марок. Замачивание прекращают, когда величина подъема поверхности составит 0,8 расчетной.

Интенсивная инженерно-хозяйственная деятельность человека приводит к значительным изменениям природной среды. Строителям приходится осваивать не только новые территории, но и использовать участки, расположенные в застроенной части города, в основном, неблагоприятные и опасные в инженерно-геологическом отношении. К ним относят площадки, сложенные просадочными грунтами, подтопляемые грунтовыми и химически вредными водами, территории с оползневыми и недоуплотненными грунтами, подрабатываемые горными выработками, организованные из отходов химических, промышленных, обогатительных, пищевых и хозяйственно-бытовых предприятий. Поэтому освоение таких территорий под новое строительство или работы, связанные с усилением или реконструкцией зданий и сооружений, требуют тщательного проведения инженерно-геологических исследований, выбора наиболее правильного решения при минимальных затратах.

16.4 Подрабатываемые территории

Территории, в недрах которых шахтным способом разрабатываются полезные ископаемые, относятся к подрабатываемым территориям. Производство горных выработок под землей приводит к оседанию земной поверхности, которое в большинстве случаев сопровождается горизонтальными деформациями грунта. В осложненных условиях на подрабатываемых территориях наблюдаются, кроме того, провалы, резкое

изменение гидрогеологических условий, снижение значений механических характеристик грунтов, используемых в качестве оснований зданий и сооружений.

Конструктивными мероприятиями, направленными на снижение неблагоприятных воздействий деформаций земной поверхности на здания и сооружения, являются разрезка зданий на отсеки, устройство фундаментов жесткой конструкции, введение дополнительных связей, устройство поясов в фундаментах и стенах и т.п.

Горизонтальному давлению грунта, возникающему при оседании земной поверхности, надежно противостоят железобетонные ленточные перекрестные фундаменты и фундаментные плиты.

Мероприятием, позволяющим восстановить эксплуатационную пригодность зданий, получивших значительные неравномерные осадки и крены на подрабатываемых территориях, является выравнивание зданий с помощью гидравлических домкратов и клиньев. Для этого в конструкциях фундаментов устраивают опорные железобетонные пояса с нишами для установки домкратов.

Важную роль при эксплуатации зданий и сооружений, воздвигнутых на подрабатываемых территориях, играет служба наблюдения за состоянием конструкций.

Систематические инструментальные измерения деформаций конструкций позволяют своевременно проводить необходимые мероприятия по их локализации.

При проектировании зданий и сооружений на подрабатываемых территориях учитывается возможность изменения физико-механических свойств грунтов в процессе оседания поверхности площадок застройки. Расчетное сопротивление грунта основания определяют обычным путем в соответствии с указаниями строительных норм и правил. При этом для зданий с жесткой конструктивной схемой повышают значения коэффициентов условий работы γ_{c2} , а при определении краевых давлений под подошвой фундаментов допускается условие $\sigma_{max} \leq 1,4 R$, где σ_{max} - максимальное краевое давление. Эти изменения обеспечивают уменьшение ширины подошвы фундаментов, что в некоторых случаях для зданий с жесткой конструктивной схемой, в свою очередь, способствует уменьшению усилий в коробке здания за счет повышенного врезания фундаментов в грунт основания.

Значение модуля деформации грунта в горизонтальном направлении для расчетов горизонтальных деформаций основания принимают равным - 0,5 для пылевато-глинистых грунтов и 0,65 – для песчаных грунтов от значения модуля деформации грунта, который определяется в вертикальном направлении.

16.5 Суффозия в песчаных и глинистых грунтах

Суффозия - это процесс, при котором происходит оседание поверхности земли в результате вымывания, выщелачивания и выноса растворимых частиц грунта подземными водами из нижележащих пород. В настоящее время под суффозией понимают явления образования воронок, оседания не только как результат выщелачивания, но и механический вынос подземными водами из породы мельчайших частиц. Растворение играет подчиненную роль: оно освобождает зерна породы и разрыхляет её, благодаря чему увеличиваются фильтрация и её скорость. Наиболее часто эти явления наблюдаются в мелких песках, содержащих карбонатные зерна (обломки раковин), или в тех случаях, когда карбонаты цементируют нерастворимые зерна песка или слабого пористого песчаника. Для того чтобы было возможным выщелачивание зерен или цемента, песок или песчаник должен быть пористым или трещиноватым, что способствует циркуляции воды. Некоторые пески, даже не содержащие растворимых составляющих, разрыхляются фильтрующимся через них потоком в результате выноса мельчайших зерен. Этот процесс называют механической суффозией. Механическая суффозия может возникнуть только при известных соотношениях механического состава и структуры песка и при значительных градиентах падения напора в фильтрационном потоке. Такие градиенты в природных условиях бывают редко, но все же могут возникнуть, например, в зоне, где водоносный горизонт был подперт паводком в реке и спад паводкового уровня произошел очень быстро. Суффозионные явления в природных условиях нередко являются причиной возникновения оползней. Суффозия может быть причиной сползания пород после быстрого спада паводка, подпиравшего водоносный горизонт в основании глинистой толщи, слагающей береговой склон.

На крутых склонах суффозия развивается в зоне выветривания. Вынос мелкого материала приводит к опусканию (обычно без разрывов) почвенного и дернового слоя.

Размыв породы может происходить при движении струи воды через породу, т.е. по крупным пустотам, в которых возможно завихрение струй и срыв слабо связанных механических элементов породы. Чаше и легче всего размываются пылеватые по гранулометрическому составу породы, например, лёссы. Подобные явления известны и в глинах. В лёссах развитие суффозии начинается нисходящим движением воды по вертикальным трубчатым каналам, характерным для строения этих пород, и далее по горизонтальным подземным ходам землероев. Размыв начинается вблизи крутого обрывистого берега реки, оврага или откоса канала, где могут создаваться большие градиенты фильтрации и большие скорости подземного потока.

В более плотных глинистых породах размыв начинается по трещинам. Больше подвержены внутреннему размыву глины, легко выветривающиеся, значительно изменяющиеся в объеме при изменении влажности, возможно, богатые монтмориллонитом. В обнажениях глины легко шелушатся и осыпаются, а струйчатое движение воды по трещинкам выветривания и границам элювируемой зоны срывает и уносит частицы там, где при переменном высыхании и увлажнении связь их с породой нарушается. Процесс размыва в толще глин обычно распространяется неглубоко. При инженерно-геологическом изучении суффозии в глинах и лёссах необходимо выяснить следующие вопросы:

а) какие породы и в каких местах и условиях теряют свою прочность вследствие выщелачивания солей, создающих структурные связи или ослабление коллоидных структурных связей при периодическом увлажнении или высыхании;

б) каковы механический состав, текстура и нарушенность породы;

в) где, за счет каких источников и по каким внутренним путям возможно возникновение струйчатого движения воды через легко размываемую породу.

Все мероприятия по борьбе с развитием суффозии в лёссах должны быть направлены на то, чтобы прекратить поступление и передвижение воды по внутренним полостям в лёссе, особенно при значительных градиентах. По отношению к глинам мероприятия сводятся к защите их от выветривания (покрытие песком, перематой глиной, битумизация и пр.).

16.6 Тиксотропные свойства грунтов

Многие глинистые породы могут разжижаться или размягчаться при встряхивании или под влиянием других механических воздействий, а затем вновь самопроизвольно с большей или меньшей скоростью восстанавливать свое состояние и прочность. Такие обратимые явления называют тиксотропными или *тиксотропией* (изменение при соприкосновении).

Свойством тиксотропии обладают самые различные глинистые породы – глинистые тонко- и мелкозернистые пылеватые пески, супеси, суглинки и глины с повышенной влажностью и неустойчивой консистенцией при нарушении естественного сложения. Тиксотропия характерна для глинистых пород текучей, текучепластичной и мягкопластичной консистенции, иногда может проявляться при интенсивной вибрации даже в полутвердых породах.

Тиксотропные изменения в глинистых породах протекают по-разному, в зависимости от их дисперсности (глинистости), минерального состава тонкодисперсной (глинистой) части, физического состояния – влажности, плотности и консистенции, минерализации и состава поровых вод, а также интенсивности механических воздействий.

Одни глинистые породы, например, монтмориллонитовые – гидрофильны, легко разжижаются и затем быстро восстанавливают в полной мере свою прочность, другие, например, каолиновые – малогидрофильные, трудно разжижаются и размягчаются и медленно восстанавливают свое состояние и прочность. У многих горных пород после нарушения сложения прочность восстанавливается только частично. Некоторые породы вообще не разжижаются, а только размягчаются, причем прочность их снижается и восстанавливается лишь частично после прекращения механического воздействия. Следовательно, склонность разных глинистых пород к тиксотропным изменениям неодинаковая, что связано с различным их состоянием и особенностями структурных связей.

Тиксотропные изменения являются результатом разрушения структурных связей, уменьшения их прочности и расслабления породы (релаксация сил сцепления) и затем восстановления структурных связей и упрочнения породы. Такие обратимые явления характерны для пород, обладающих главным образом молекулярными, водородными и магнитными структурными связями, т.е. связями, обусловленными непосредственным взаимодействием частиц и агрегатов между собой. Такие связи отличаются малой прочностью, мобильностью и обратимостью, большое пластифицирующее влияние на них оказывает зацементированная между частицами породы свободная вода и физически связанная вода. Поэтому такие связи называют коагуляционно-тиксотропными.

Если связность глинистой породы обусловлена не только коагуляционно-тиксотропными силами, но и концессионно-кристаллизационными (цементирующим действием различных веществ), тиксотропные изменения в ней протекают затрудненно и частично. Размягчение и разжижение породы возможно в этом случае после разрушения цементационных необратимых связей, а восстановление состояния и прочности происходит за счет коагуляционно-тиксотропных связей. Потенциальной способностью к тиксотропному разупрочнению под действием внешней нагрузки обладают только чувствительные породы, т.е. такие, в которых возможно лавинообразное разрушение структурных связей. Показателем этой способности является величина чувствительности породы. Чем она больше, тем выше степень потенциальной способности пород к тиксотропному разупрочнению. Мерой потенциальной способности породы к тиксотропному разупрочнению является их "зыбкость", т.е. способность разжижаться и растекаться под влиянием вибрации. Чем больше будет деформироваться, растекаться порода при таком динамическом воздействии, тем больше она способна к тиксотропным изменениям. Важным показателем способности пород к тиксотропии является также время восстановления их физического состояния и прочности после механического воздействия. Чем быстрее порода восстанавливает свою прочность и

физическое состояние, тем большей потенциальной способностью к тиксотропным изменениям она обладает.

При инженерно-геологическом изучении глинистых пород учет и оценка их тиксотропных свойств имеют большое значение. Тиксотропия может резко изменить устойчивость и прочность глинистых пород при воздействии на них статических и динамических нагрузки, вызывать нарушение устойчивости сооружений, значительные их осадки, развитие оползневых явлений, увеличение давления пород на ограждения, ухудшение состояния проезжей части дорог. Расслабление и разжижение пород часто создают большие трудности при производстве строительных работ, однако тиксотропное упрочнение пород, восстановление их устойчивости и прочности со временем имеет также и положительное значение, так как при этом улучшаются условия устойчивости склонов, откосов, а также условия строительства и эксплуатации сооружений. Поэтому при инженерно-геологических исследованиях необходимо учитывать и оценивать возможности развития тиксотропных явлений.

16.7 Растворимость пород

Подземные воды обладают большой растворяющей способностью. Теоретически почти все горные породы растворяются в подземных водах, но степень и скорость растворения различные. Одни породы растворяются быстро (например, каменная соль), другие медленно (известняки), третьи (граниты) растворяются настолько медленно, что практически могут считаться нерастворимыми. Процесс растворения зависит от характера породы, свойств воды – её химического состава, общей минерализации, температуры, скорости движения, растворенных в воде газов, барометрического давления и т.д.

Способность воды растворять минералы или горные породы, а также различные искусственные строительные материалы (цемент, бетон и др.) называется *агрессивной способностью*. Вода обладает агрессивной способностью по отношению к данной породе только в том случае, если она не насыщена солью, содержащейся в породе. Так, вода, насыщенная карбонатом кальция, не будет растворять при данной температуре и давлении известняк, вода, насыщенная сульфатом кальция, не растворяет гипс.

При больших скоростях и турбулентности движения воды по породам растворяющая её способность, при прочих равных условиях, увеличивается.

Повышение температуры способствует увеличению растворяющей способности воды. Если вода содержит газы (например, CO_2), которые при возрастании температуры улетучиваются, растворяющая способность воды при увеличении температуры может уменьшаться. Например,

растворимость магнезита в воде, насыщенной CO_2 , при нормальном давлении изменяется от 8,1 г/л при температуре воды 70^0C до 2,4 г/л при температуре 90^0C , а при 100^0 она составляет всего сотые и тысячные доли грамма на литр воды. Различают полное растворение всей горной породы и частичное растворение, называемое *выщелачиванием* (растворяются отдельные минералы породы). Следует различать также прямое и диффузное выщелачивание (растворение).

Прямое выщелачивание, или растворение происходит при непосредственном соприкосновении движущейся подземной воды с растворимой породой (минералом). Диффузное выщелачивание или растворение идет без прямого соприкосновения свободной воды с растворимой породой. Этот процесс возникает в результате падения концентрации солей в поровом растворе, заключенном в микропорах, под влиянием движущейся по трещинам и микропорам свободной воды, т.е. происходит движение ионов по схеме: порода – поровый раствор – свободная вода. Прямое и диффузное растворение и выщелачивание сопровождается изменением инженерно-геологических свойств пород: увеличивается кавернозность, уменьшается прочность, увеличивается водопроницаемость, в глинистых породах увеличивается их сжимаемость, уменьшается сцепление и т.д. Возможность такого изменения свойств пород определяет условия строительства сооружений в районах распространения растворимых пород. Измерение процессов выщелачивания и растворения производится в лабораторных условиях путем постановки моделирующих опытов.

ГЛАВА 17

УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

К территориям с особыми условиями строительства относятся участки, где при возведении зданий и сооружений необходимо учитывать сейсмические воздействия, возможность подтопления, оползневые процессы и т.п. Проектирование строительных объектов в этих условиях требует специальных дополнительных расчетов и проведение соответствующих мероприятий.

17.1 Особенности устройства фундаментов в районах сейсмичности

Сейсмические явления в виде землетрясений вызывают колебательные движения земной коры. При этом поверхность земли испытывает как горизонтальные, так и вертикальные колебания. Вертикальные колебания более опасны в зоне эпицентра, по мере удаления они затихают и менее опасны, чем горизонтальные колебания. Иллюстрацией этого процесса может служить схема распространения колебаний при землетрясении (рис. 17.1). Для оценки мощности сейсмического воздействия и разработки мероприятий по снижению или устранению земных колебаний существуют карты и шкала бальности. Сила землетрясений оценивается по 12-балльной шкале. Строительство зданий и сооружений разрешается проводить в районах, где колебания не превышают 9 баллов. К этому следует добавить, что сейсмические воздействия зависят от района строительства и грунтовых оснований (табл. 17.1).

К *I категории* по сейсмическим свойствам относятся скальные грунты всех видов и вечномёрзлые грунты.

Ко *II категории* принадлежат скальные и полускальные грунты (кроме отнесенных к первой категории), пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности, маловлажные и влажные, пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности, маловлажные, глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$, для глин, суглинков и супесей - с коэффициентом пористости $e < 0,7$.

К *III категории* относятся пески рыхлые, независимо от крупности и влажности, пески гравелистые, крупные и средней крупности, мелкие и пылеватые, не вошедшие во вторую категорию, глинистые грунты, вечномёрзлые нескальные грунты, при строительстве способные оттаивать.

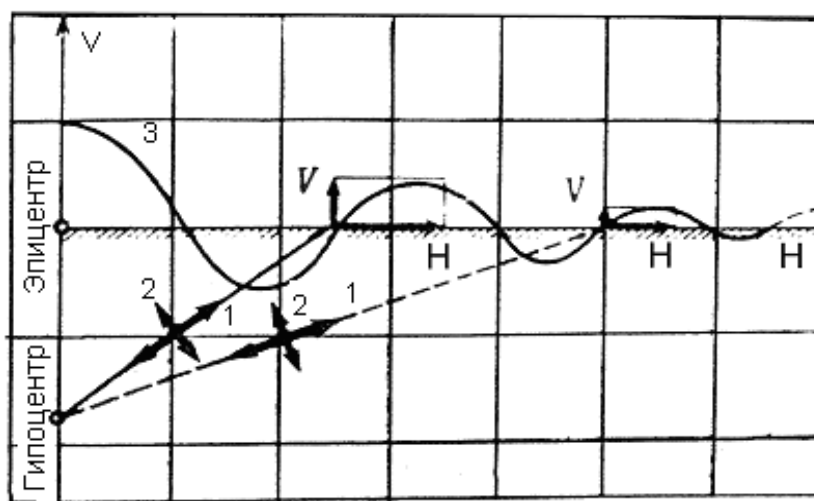


Рисунок 17.1 – Схема распространения колебаний при землетрясении:

1 – направление колебаний продольных волн; 2 – то же поперечных;
V - составляющая вертикальных колебаний; *H* - то же горизонтальных

Таблица 17.1 – Сейсмичность строительной площадки

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Районирование строительной площадки по сейсмичности, балл		
	7	8	9
I	6	7	8
II	7	8	9
III	8	9	>9

Сейсмостойкостью называют способность сооружения не разрушаться, не терять устойчивость конструктивных элементов и не опрокидываться при влиянии на него кроме статических нагрузок инерционных (сейсмических) воздействий, возникающих при землетрясении.

Несущая способность грунтового основания соответствует предельной нагрузке при потере устойчивости грунта при сейсмических колебаниях. При этом учитывают не только напряжения в грунте от собственного веса и внешних нагрузок от сооружения, но и напряжения от сейсмических волн, обусловленных действием объемных сил инерции грунта. Поэтому проверка на сдвиг по подошве фундамента является обязательной. В этом случае учитывается трение подошвы фундамента о грунт, а коэффициент надежности, принимаемый равным - 1,5, представляет собой отношение удерживающих и сдвигающих сил ($k = \frac{T_{y\partial}}{T_{сдв}}$). При этом учитывают податливость грунтового основания на действие динамических воздействий

и передачу их на сооружение. В свою очередь, в зависимости от жесткости подземной и надземной частей здания будет проявляться влияние внешних колебаний на сооружение.

Глубину подошвы фундамента неглубокого заложения принимают в грунтах I и II категории в условиях сейсмичности такой же, как и в несейсмических районах.

Свайные фундаменты в условиях сейсмичности применяют как и в аналогичных грунтах при тех же нагрузках, что и в несейсмических районах.

При проектировании фундаментов нижние концы свай следует опирать на скальные, полускальные, плотные и средней плотности песчаные грунты, твердые, полутвердые и тугопластичные глинистые грунты. Опирающие нижние концы свай на рыхлые водонасыщенные пески и мягкопластичные и текучепластичные глинистые грунты не допускается. Заглубление свай в грунт должно быть не менее 4,0 м.

Применение набивных свай в сейсмических районах ограничено, так как требуется тщательный контроль за их изготовлением.

Свайные фундаменты рассчитывают на особое сочетание нагрузок. Так, при определении несущей способности сваи на вертикальную нагрузку должны учитываться процессы, возникающие при взаимодействии сваи и грунта в сейсмических условиях, в результате которых снижается трение грунта по боковой поверхности сваи и под ее нижним концом. Поэтому несущая способность свайного фундамента при учете сейсмического воздействия оказывается меньше, чем при статических нагрузках. Кроме того, необходимо дополнять расчет сваи на горизонтальную составляющую сейсмической нагрузки.

При проектировании и устройстве фундаментов в условиях сейсмичности придерживаются следующих правил:

1. Соблюдение мероприятий, повышающих жесткость фундаментов.
2. Для зданий повышенной этажности (более 5 этажей) применение ленточных, перекрестных и сплошных плитных фундаментов.
3. Усиление стыков перекрестных фундаментов арматурными сетками.
4. Отдельно стоящие фундаменты колонн каркасных зданий должны соединяться с соседними железобетонными фундаментными балками.
5. В зданиях высотой более 9-ти этажей следует предусматривать фундаменты, выполненные в монолитном варианте.
6. Фундаменты и стены подвалов из крупных блоков должны выполняться с перевязкой в каждом ряду. Глубина перевязки блоков составляет не менее одной трети их высоты. Все вертикальные и горизонтальные швы должны быть заполнены раствором марки не ниже 25.
7. В зданиях с расчетной сейсмичностью 9 баллов углы и пересечения стен должны быть усилены путем закладки в горизонтальные швы арматурных сеток.

8. Поверху сборных ленточных фундаментов и фундаментных плит следует укладывать слой раствора марки 100 толщиной не менее 40 мм с продольной арматурой Ø10 мм. Через 400 мм продольная арматура должна быть связана с поперечной Ø6 мм.

Фрагменты конструирования фундаментов, применяемые в условиях сейсмики, показаны на рисунке 17.2.

Фундаменты неглубокого заложения. Расчет несущей способности основания фундамента неглубокого заложения производят исходя из условия:

$$N_a \leq \frac{\gamma_{с,eq}}{\gamma_n} N_{u,eq}, \quad (17.1)$$

где N_a - вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки в особом сочетании; $\gamma_{с,eq}$ - сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0; 0,8; 0,6 для грунтов I, II и III категорий по сейсмическим свойствам, причем для сооружений, возводимых в районах с повторяемостью землетрясений 1, 2 и 3, значение $\gamma_{с,eq}$ следует умножать соответственно на 0,85; 1,0 и 1,15; γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый в соответствии с нормативными документами равным 1,2; 1,15; 1,10 для сооружений I, II и III категорий; $N_{u,eq}$ - вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания при сейсмическом воздействии.

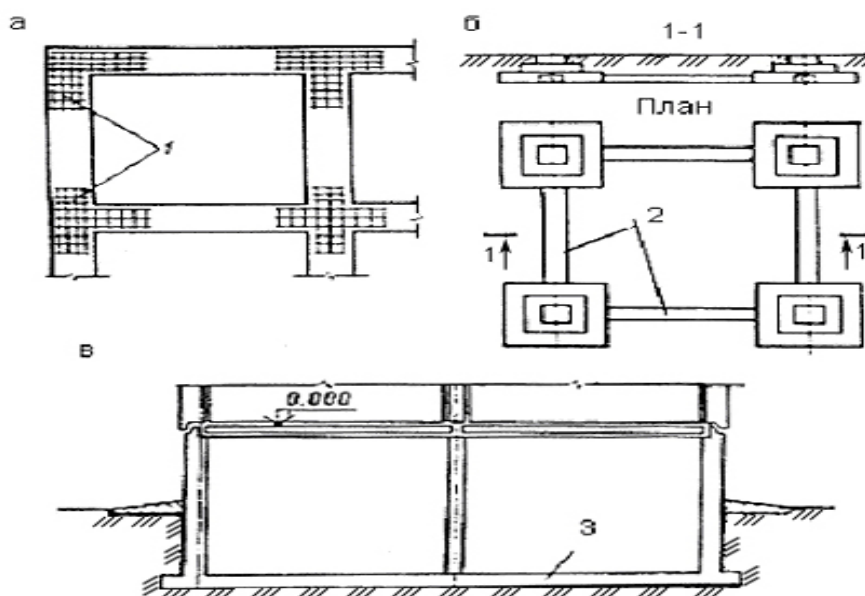


Рисунок 17.2 – Конструкции фундаментов при сейсмических воздействиях: а - план ленточного фундамента; б – план и разрез столбчатых фундаментов; в – подвальная часть здания с плитным фундаментом; 1–арматурные сетки; 2 – фундаментная балка; 3 – плита из монолитного железобетона

Для ленточных фундаментов нагрузку и предельное сопротивление основания, как обычно, рассчитывают для единицы их длины ($l = 1$). Величину N находят в соответствии с требованиями нормативных документов.

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания $N_{u,eq}$ определяют с учетом следующих предпосылок. Считают, что при расчете несущей способности нескольких оснований, испытывающих сейсмические колебания, минимальная и максимальная ординаты эпюры предельного давления по краям подошвы фундамента будут равны:

$$\begin{aligned} p_o &= \xi_q F_1 \gamma'_l d + \xi_c (F_1 - 1) \frac{c_1}{\operatorname{tg} \varphi_1}; \\ p_b &= p_o + \xi_\gamma \gamma_l b (F_2 - K_{eq} F_3), \end{aligned} \quad (17.2)$$

где ξ_q, ξ_c, ξ_γ - коэффициенты формы фундамента в плане, определяемые как:

$$\xi_q = 1 + 1,5 \frac{b}{l}; \quad \xi_c = 1 + 0,3 \frac{b}{l}; \quad \xi_\gamma = 1 - 0,25 \frac{b}{l}, \quad (17.3)$$

где l - длина фундамента в направлении, перпендикулярном расчетному); F_1, F_2, F_3 - коэффициенты несущей способности, зависящие от расчетного значения угла внутреннего трения φ , определяемые по графикам на рис.17.3; γ'_l и γ_l - расчетные значения удельного веса слоев грунта соответственно выше и ниже подошвы фундамента; d - минимальная глубина заложения фундамента; c_1 - расчетное значение удельного сцепления; K_{eq} - коэффициент, принимаемый равным 0,1; 0,2; 0,4 при сейсмичности площадки строительства 7, 8 и 9 баллов соответственно. Если в формуле (17.2) $F_2 < K_{eq} F_3$, то следует принимать $p_b = p_o$.

Формулы (17.3) применимы при условии $l \geq b/l \geq 0,2$. Если $b/l < 0,2$, то фундамент нужно рассчитывать как ленточный, тогда $\xi_q = \xi_c = \xi_\gamma = 1$. При $b/l > 1$ используют следующие значения коэффициентов: $\xi_q = 2,5$; $\xi_c = 1,3$; $\xi_\gamma = 0,75$, но при этом необходимо произвести дополнительную проверку устойчивости основания в поперечном направлении.

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания $N_{u,eq}$ определяют в зависимости от соотношения величин эксцентриситетов расчетной нагрузки e и эпюры предельного давления e_u (рис. 17.4):

$$\text{при } e \leq e_u \quad N_{u,eq} = 0,5bl(p_o + p_b); \quad (17.4)$$

$$\text{при } e > e_u \quad F_{u,eq} = \frac{b l p_b}{1 + 6 e/b}, \quad (17.5)$$

где $F_{u,eq}$ - сила предельного сопротивления основания.

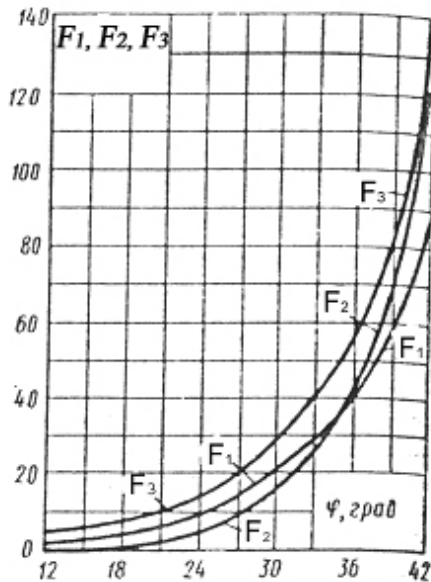


Рисунок 17.3 – Графики для определения коэффициентов несущей способности основания при сейсмическом воздействии

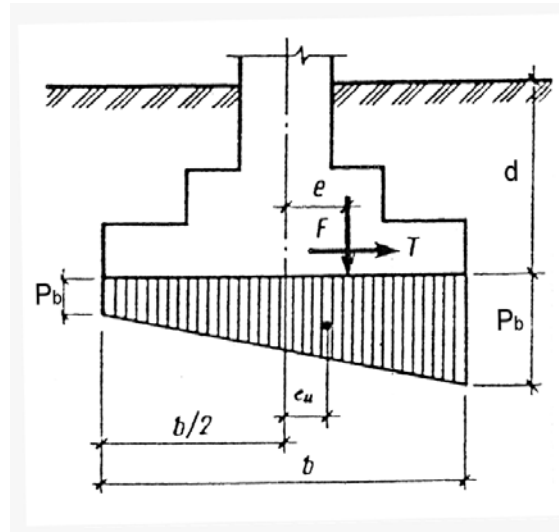


Рисунок 17.4 – Эпюра предельного давления под подошвой фундамента при сейсмическом воздействии

В свою очередь, значения соответствующих эксцентриситетов рассчитывают по формулам:

$$e = M / N_a, \quad (17.6)$$

$$e_u = \frac{b(p_b - p_o)}{6(p_b + p_o)}, \quad (17.7)$$

где N_a и M - вертикальная составляющая расчетной нагрузки и момент, приведенные к подошве фундамента, при особом сочетании нагрузок. Величины e и e_u рассматривают с одинаковым знаком, так как при этом имеет место наиболее невыгодное для несущей способности основания сочетание действующих нагрузок.

При действии моментных нагрузок в двух направлениях расчет основания по несущей способности нужно выполнять отдельно на действие сил и моментов в каждом направлении независимо друг от друга.

При расчетах оснований и фундаментов с учетом сейсмических воздействий допускается частичный отрыв подошвы фундамента от грунта, т.е. выход равнодействующей за пределы ядра сечения ($e > b/6$). При этом в плоскости действия момента требуется выполнение следующих условий:

эксцентриситет расчетной нагрузки не должен превышать $\frac{l}{3}$ ширины фундамента, т.е. $e \leq b/3$; силу предельного сопротивления основания $F_{u,eq}$ нужно вычислять для условной ширины подошвы фундамента, равной размеру сжатой зоны $b_c = 1,5(b - 2e)$. Тогда максимальное краевое напряжение под подошвой фундамента с учетом неполного опирания на грунт должно соответствовать условию:

$$\sigma_{max} = \frac{2N_a}{3l(b/2 - e)} \leq p_b, \quad (17.8)$$

где $b/6 < e < b/3$; p_b определено по формуле (17.2), но для фундамента, имеющего условную ширину b_c . Остальные обозначения показаны в (17.4), (17.5). При этих условиях формула (17.4) принимает вид:

$$N_{u,eq} = 0,5P_b l b. \quad (17.9)$$

Горизонтальную составляющую нагрузки учитывают лишь при проверке устойчивости здания на опрокидывание и сдвиг по подошве фундамента, что почти всегда удовлетворяется. Проверка на сдвиг по подошве является обязательной при наличии действующих горизонтальных нагрузок в основном сочетании (подпорные стенки, глубокие подвалы и т.п.). В этом случае учитывают только трение подошвы фундамента о грунт, а коэффициент надежности (γ_n) в формуле (17.1) принимают - 1,5.

17.2 Устройство фундаментов в районах подтопления

Повышение уровня подземных вод приводит к подтоплению заглубленных помещений и коммуникаций, к снижению несущей способности грунтов основания вследствие изменения их прочностных свойств и, как правило, к возникновению деформаций в зданиях и сооружениях, изменению условий эксплуатации объектов и технологического оборудования.

Причинами подтопления, кроме того, могут быть утечки из водопроводных и канализационных сетей, неорганизованный отвод поверхностных вод, отсутствие ливневой канализации и т.п.

Характер подтопления застраиваемой территории оказывает влияние на принятие конструктивных решений при проектировании заглубленных помещений и фундаментов и разработку мероприятий по их защите.

Мероприятия против подтопления разделяют на предупредительные и защитные. Предупредительные мероприятия предусматриваются на стадии проектирования и основываются на результатах прогноза: это расположение территории вблизи водоемов и рек, организация стока поверхностных вод и

активизация подземного стока путем устройства дренирующих сооружений, экранов и противофильтрационных завес, предупреждения утечек из подземных коммуникаций. Защитные мероприятия должны предусматривать стихийные и аварийные ситуации (осенне-весенние паводки рек, обильные атмосферные осадки, аварии на крупных водоотводящих коммуникациях).

Инженерные решения для защиты территорий от подтопления и заболачивания применяют в зависимости от местных условий: это организация регулярного отвода стока с поверхности в результате таяния снега или выпадения атмосферных осадков, устранение утечек из водонесущих коммуникаций, устройство водопонижающих систем и т.д.

С целью защиты от затопления строительного объекта сооружают перемычку из грунта. В поперечном сечении перемычка может иметь вид, показанный на рисунке 17.5.

Для увеличения водопроницаемости грунтовые перемычки иногда устраивают с ядром из глины. Если верхний водопроницаемый слой грунта небольшой толщины (1,0-2,0 м), то его пререзают замком до водоупора.

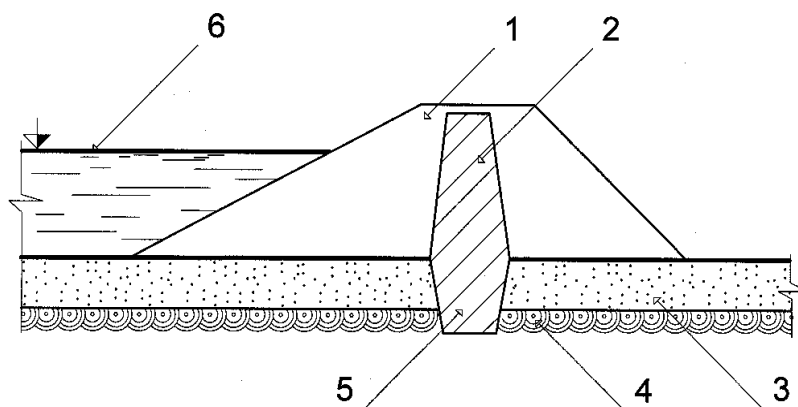


Рисунок 17.5 – Схема грунтовой перемычки с ядром: 1 – перемычка; 2 – ядро; 3 – водопроницаемый слой грунта; 4 – водоупор; 5 – замок; 6 – горизонт воды

Земляные перемычки рассчитывают на устойчивость против сдвига и на фильтрацию воды.

Удерживающее усилие на сдвиг определяют по формуле:

$$G = \frac{B + b}{2} h \rho_{вз}, \quad (17.10)$$

где B - ширина перемычки по низу, м; b - ширина перемычки по верху, м; h - высота перемычки, м; $\rho_{вз}$ - плотность грунта с учетом взвешивания, т/м³ (рис. 17.6).

Сдвигающие усилия возникают в результате статического и динамического давления воды.

Статическое давление W_c определяют по формуле:

$$W_c = \frac{h_{\theta}}{2}, \quad (17.11)$$

где h_{θ} - толщина слоя воды со стороны реки или водоема, м.

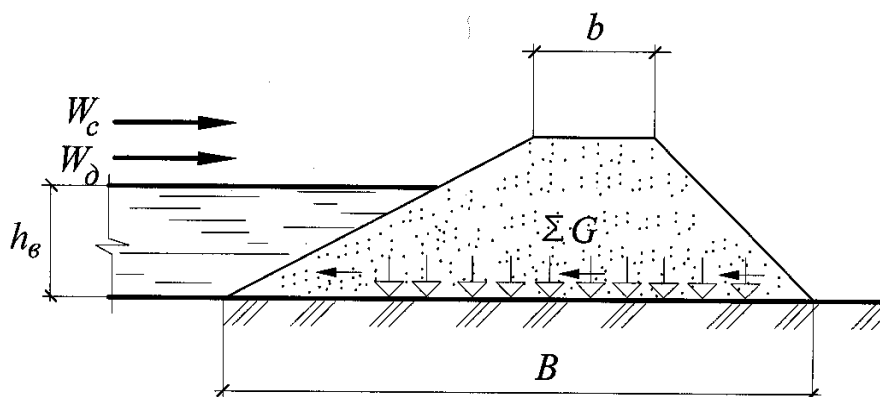


Рисунок 17.6 – Схема расчета устойчивости перемычки против сдвига:
 W_c - статическое давление; W_{δ} - динамическое давление; G - собственный вес перемычки; f - сила трения

Динамическое давление W_{δ} определяется по формуле:

$$W_{\delta} = \frac{v^2}{g} h_{\theta}, \quad (17.12)$$

где v - скорость течения воды, м/с; g - ускорение течения воды, м/с².

Для проверки устойчивости перемычки при сдвиге по грунту используется зависимость:

$$K_{сдв} = \frac{Gf}{W_c + W_{\delta}} \geq 1,5, \quad (17.13)$$

где f - коэффициент трения грунта по грунту (0,3-0,5).

Количество воды, фильтрующейся через тело перемычки, определяют по формуле:

$$q = \frac{k_{\phi} h_{\theta}^2}{2L_{\kappa}}, \quad (17.14)$$

где L_{κ} - длина проекции на горизонталь кривой депрессии, м.

Определив величину q , находят общее количество воды, фильтрующейся через тело перемычки. Если перемычка выполняет функции

защиты котлована, то по величине q подбирают производительность насосов для откачки из котлована поступающей воды.

При часто повторяющихся разливах рек для сохранности от размыва берега устраивают постоянные и временные ограждающие конструкции – стенки из буронабивных свай, железобетонных забивных свай, железобетонного и металлического шпунта, различного профиля подобно ограждающим конструкциям при строительстве (рис. 17.7).

Для предотвращения конструкций перемычек от размыва совмещают шпунтовую стенку и грунтовую насыпь, которые могут быть с одно и двухрядной шпунтовой стенкой (рис. 17.8).

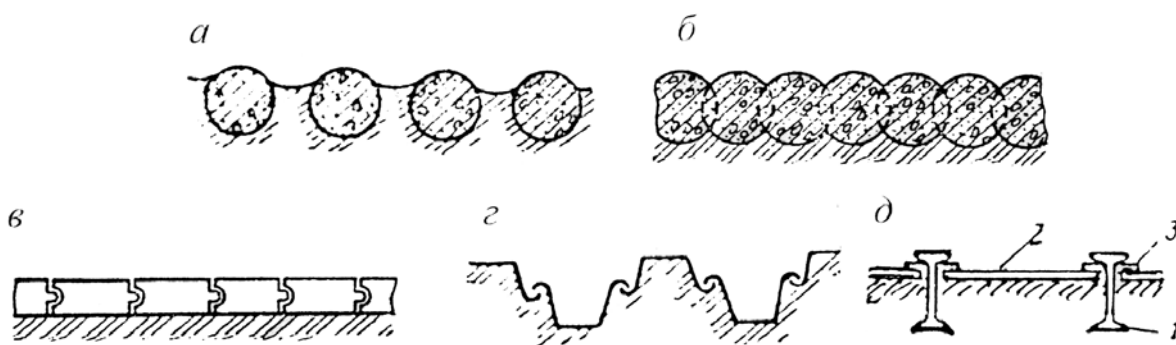


Рисунок 17.7 – Ограждающие конструкции стен (котлованов):

- а – буронабивные сваи; б – железобетонная стенка из "секущихся" свай; в – железобетонный шпунт; г – металлический шпунт; д – прокатный профиль; 1 – двутавр; 2 – забивка из досок; 3 – рейка

Деревянные и шпунтовые дамбы применяют в гидротехническом строительстве преимущественно с хорошим подстилающим слоем для анкеровки шпунта (глина, полускальные и скальные основания).

В качестве ограждающих конструкций можно использовать железобетонный и металлический шпунт без грунтовой насыпи, но с хорошей изоляцией и засыпкой грунта за шпунтом.

Шпунтовые перемычки применяют одно- и двухрядные. При этом используются ячеистые перемычки из плоского металлического шпунта цилиндрической, сегментной формы и цилиндрические с взаимно пересекающимися диафрагмами.

Тип перемычек следует выбирать на основе технико-экономического сравнения вариантов. Во всех случаях предпочтение отдают перемычкам с максимальным использованием местных материалов и грунтов.

Каменнабросанные перемычки рекомендуется применять при наличии камня вблизи выемки котлована или камня в непосредственной близости от мест возведения перемычек.

Шпунтовые и ячеистые перемычки используют в качестве продольных стенок, где невозможна или не гарантируется устойчивость грунтовых

перемычек. Шпунтовые перемычки применяют также как ограждающие конструкции котлованов, при прокладке метро, в мостостроении, в городских условиях с плотной застройкой территории.

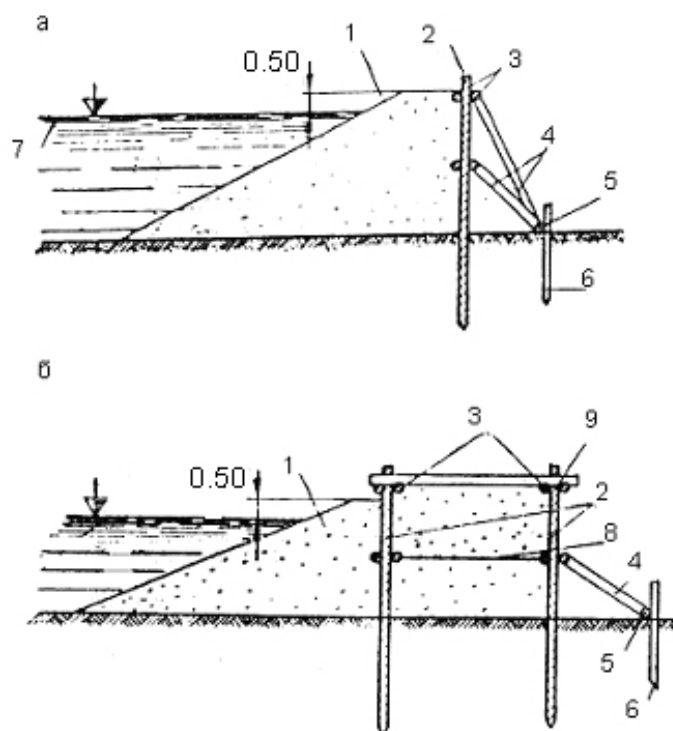


Рисунок 17.8 – Схемы однорядной (а) и двухрядной (б) шпунтовых перемычек: 1 – отсыпка из песчаного грунта; 2 – шпунт; 3 – продольные схватки; 4 – подкосы; 5 – продольный лежень; 6 – упорные сваи; 7 – горизонт высоких вод; 8 – металлический тяж; 9 – поперечные схватки

Котлованы. При разработке котлованов под сооружения основанием под них могут служить суглинки, пески средней крупности и крупные.

При организации работ по устройству котлована в застроенной территории с высоким уровнем подземных вод предусматривается ряд мероприятий, связанных с сохранением природной структуры грунтов основания, выбором типа ограждения с учетом геологических и гидрогеологических условий, глубины котлована, времени года.

Размеры дна котлована определяют в зависимости от расположения фундамента с учетом формирования откоса, расположения стоянки механизмов. Размеры котлована по поверхности земли определяют исходя из размеров дна котлована и ширины откосов конструкций крепления стенок. Глубину котлована устанавливают в зависимости от глубины заложения подошвы фундамента и наличия дополнительных требований к их устройству.

Котлованы в сухих и маловлажных грунтовых условиях устраивают с крутизной естественного откоса при следующих соотношениях h/b

(рис. 17.9) и таблице 17.2.

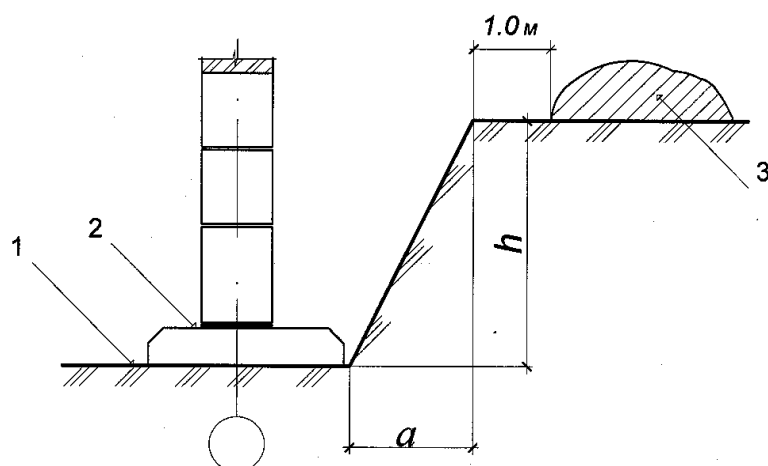


Рисунок 17.9 – Схема определения крутизны откоса котлована: 1 – дно котлована; 2 – проектируемый фундамент; 3 – извлекаемый грунт

Таблица 17.2 – Рекомендуемая крутизна грунтовых откосов

№ п/п	Наименование грунта	Наибольшая крутизна откосов при глубине котлована, м		
		1,5	3,0	5,0
1	Насыпные	1,0 : 0,67	1,0 : 1,0	1,0 : 1,25
2	Гравий, пески влажные (ненасыщенные)	1,0 : 0,5	1,0 : 1,0	1,0 : 1,0
3	Глинистые:			
	супесь	1,0 : 0,25	1,0 : 0,67	1,0 : 0,85
	суглинок	1,0 : 0	1,0 : 0,5	1,0 : 0,75
	глина	1,0 : 0	1,0 : 0,25	1,0 : 0,5
	лессовидные	1,0 : 0	1,0 : 0,5	1,0 : 0,5

Устройство котлованов с естественным откосом на открытой территории наиболее простое, но занимает значительную площадь для извлекаемого грунта и требует дополнительных работ по его транспортировке. При производстве работ на застроенной территории и в условиях высокого уровня подземных вод практикуют устройство котлована с вертикальными откосами и креплением боковых стенок (рис. 17.10).

При глубине котлована 2,0-4,0 м используют закладное крепление (рис. 17.10, г), которое состоит из стоек, распорок или анкеров и горизонтальных досок. Доски заводят снизу по мере углубления дна котлована или траншеи. Стойки устанавливают по длине выемки на расстоянии 1,5-2,0 м друг от друга, распорки - 0,6-0,7 м по высоте. Распорки применяют как деревянные, так и инвентарные металлические.

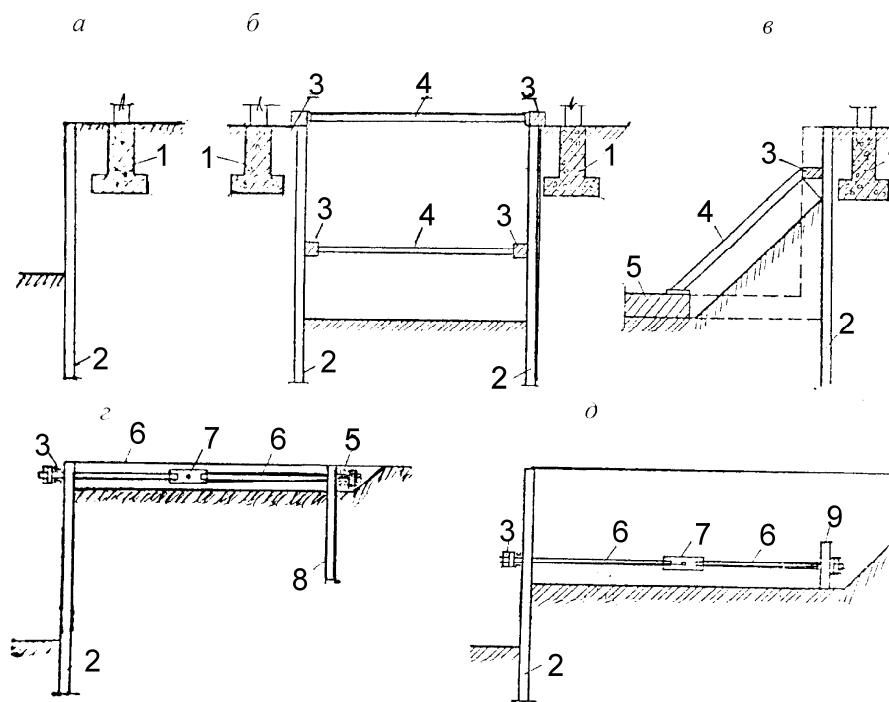


Рисунок 17.10 – Крепление вертикальных стенок котлована в застроенной территории:

- а* – консольная (безанкерная) шпунтовая стенка;
б – распорное крепление; *в* – подкосное крепление; *г* и *д* – анкерные крепления; 1 – существующие фундаменты; 2 – ограждающая конструкция стен котлована; 3 – распределительный (анкерный) пояс; 4 – распорки; 5 – выполненный участок днища сооружения; 6 – анкерная тяга; 7 – стяжная муфта; 8 – анкерная стенка; 9 – анкерная плита

При устройстве анкерных креплений (рис. 17.10, *б*, *в*) после разработки котлована до определенной отметки под углом к горизонту забуривают скважину диаметром 20,0-30,0 см и глубиной 8,0-20,0 м, применяя обсадную трубу. Тягу заводят в скважину, после чего в нее инъецируют раствор, замоноличивая анкер по всей длине или только в нижней его части. Когда раствор затвердеет, анкер натягивают. Грунтовые анкеры располагают друг от друга через 3,0-5,0 м, предварительно установив распорки.

Крепление стенок котлована распорным или анкерным способами увеличивает устойчивость шпунтовой стенки, уменьшает возникающие изгибающие моменты и ее горизонтальные смещения, что позволяет выполнить их съёмными и более легкими.

В большинстве случаев параллельно с устройством подземных конструкций зданий и сооружений выполняют мероприятия по защите котлована от подтопления или снижению уровня подземных вод. В зависимости от гидрогеологических условий производство работ по осушению грунтов осуществляют следующими способами: открытым водоотливом, дренажом, глубинным водоотливом. Способы защиты котлована и фундаментов выбирают в зависимости от уровня подземных вод,

особенностей напластований и свойств грунтов, глубины, размеров и формы котлована в плане и т.п. При выборе способа защиты стремятся исключить нарушение природных свойств грунтов в основании возводимого сооружения и одновременно обеспечить устойчивость откосов и сохранность расположенных вблизи сооружений.

Наиболее простым и экономичным способом водопонижения является открытый водоотлив, который может применяться в сочетании с глубинным. В процессе разработки грунтов в котловане или траншее их дну придают небольшой уклон к устраиваемому в самой нижней части водоприемнику, из которого воду откачивают насосом и затем отводят по лоткам или водоотливным каналам из выемки. При откачке воды со дна котлована нужно следить, чтобы она не покрывала дно котлована, так как это может привести к ухудшению свойств грунтов основания. Для организации сбора воды в котловане по дну лучше устраивать водосборные канавки глубиной 0,3-0,6 м, по которым собирают поверхностную воду в приямок глубиной 0,5-0,7 м, из которого ее насосом удаляют за пределы котлована.

Более совершенным является глубинный водоотлив с помощью иглофильтров (рис. 17.11). Иглофильтр представляет собой стальную трубу диаметром 30-50 мм, собранную из отдельных звеньев. Нижнее звено на конце иглофильтра оборудовано специальным фильтрующим устройством, через которое производится всасывание и откачка воды.

При организации водопонижения иглофильтры располагают по периметру котлована, погружая их на глубину 3,0-7,0 м ниже глубины заложения подошвы фундамента. В процессе откачки воды вокруг иглофильтра образуется депрессионная воронка. При расположении иглофильтров между собой на расстоянии 0,75-1,5 м линия депрессии располагается ниже дна котлована, как это показано на рисунке 17.11. Линия депрессии во время работы иглофильтров является границей водопонижения.

При проведении водопонижения в глинистых грунтах с низкой водоотдачей используют метод электроосушения, который основан на свойстве передвижения воды под действием постоянного тока (электроосмос). Для этого по периметру котлована вдоль бровки забивают стальные трубы или арматурные стержни. На расстоянии 1,5-2,0 м от бровки котлована погружают иглофильтры, располагая их в шахматном порядке относительно стержней (рис. 17.12).

Стержни подключают к положительному полюсу источника постоянного тока с напряжением 30-60 В, а иглофильтры (через коллектор) - к отрицательному. Под воздействием пропускаемого тока, перемещающегося от анода к катоду, грунтовая вода поступает в иглофильтр и откачивается всасывающим насосом. Для осушения 1,0 м³ грунта расходуется от 5 до 40 кВт·ч электроэнергии. При проведении водопонижения этим методом нужно строго соблюдать правила техники безопасности.

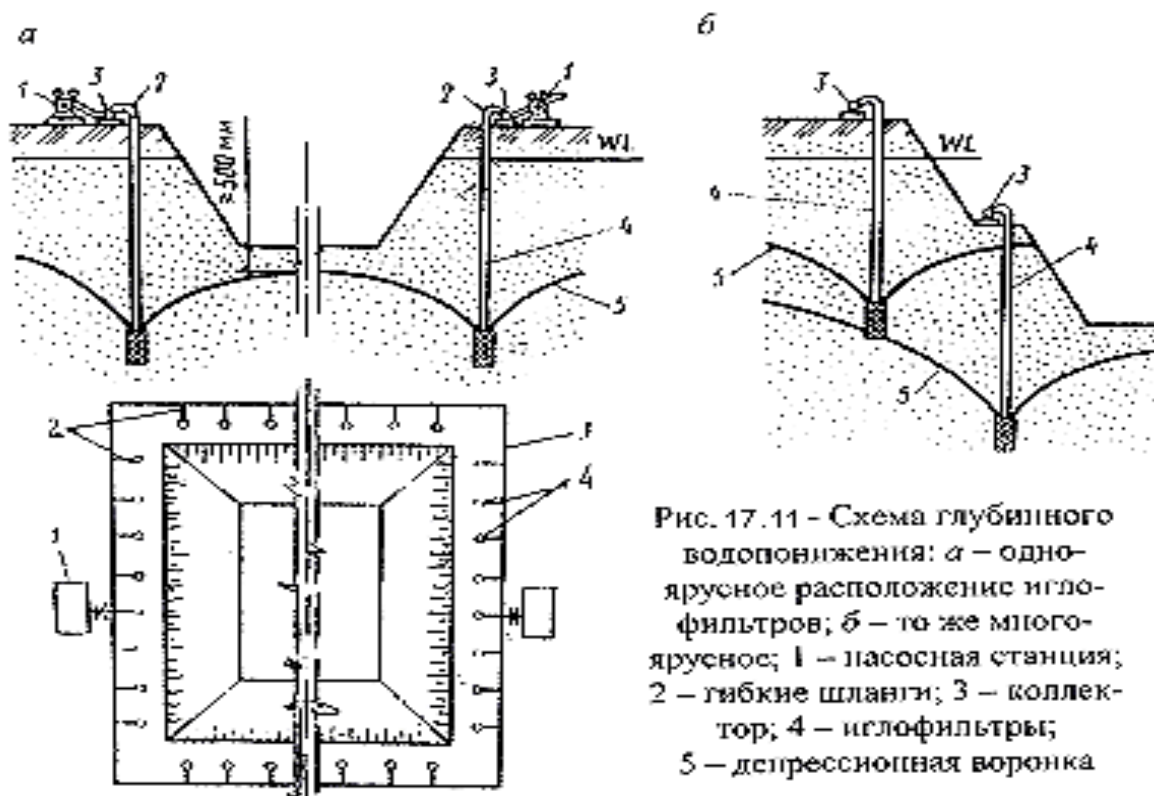


Рис. 17.11 - Схема глубинного водопонижения: а - одно-
ярусное расположение игло-
фильтров; б - то же много-
ярусное; 1 - насосная станция;
2 - гибкие шланги; 3 - коллек-
тор; 4 - иглофильтры;
5 - депрессионная воронка

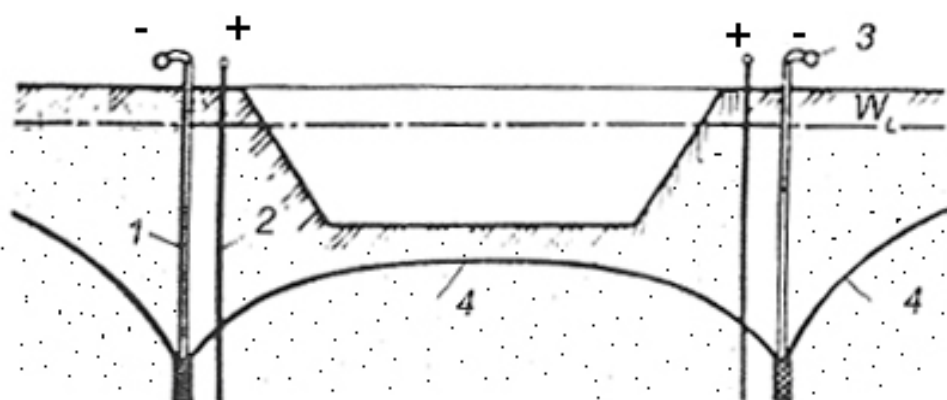


Рисунок 17.12 - Схема водопонижения методом электроосушения
(электроосмос): 1 - иглофильтр-катод; 2 - стержень-анод;
3 - коллектор; 4 - депрессионная кривая

В зимних условиях при производстве работ используют простой и доступный метод - замораживание. Для этого до начала холодов грунту дают возможность промерзнуть на глубину 20,0-30,0 см, после чего снимают верхний слой, оставляя 10,0-15,0 см мерзлого грунта. По мере промерзания грунта эту операцию повторяют до тех пор, пока не достигнут проектной отметки дна котлована. Так как проектом предусматривается устройство откосов котлована, то в результате такой последовательности работ котлован оказывается защищенным со всех сторон.

Метод искусственного замораживания (рис. 17.13) применяют в любое время года в водонасыщенных грунтах. Грунт замораживают по периметру котлована образованием стенки из мерзлого грунта.

Для этого предварительно погружают по периметру трубы с шагом 1,0-1,5 м, по которым циркулирует охлаждающий раствор (аммиака, жидкого азота), снижающий температуру окружающего грунта до $-15-20^{\circ}\text{C}$. Вокруг труб формируются цилиндры мерзлого грунта. Пересекаясь, мерзлые цилиндры образуют сплошную защитную стенку. Замороженную стенку поддерживают в течение всего времени производства работ нулевого цикла. Как показывает практика, период активного замораживания длится 40-70 суток без проведения монтажа стен фундамента. Этот способ не следует применять в пучинистых грунтах и в местах примыкания к фундаментам существующих зданий и сооружений.

В скальных и трещиноватых грунтах с большим притоком подземных вод в дно котлована водопонижение осуществляют путем предварительного устройства водонепроницаемых экранов, нагнетая в породу разогретый до жидкого состояния битум. Для этого погружают в пробуренные скважины иньекторы, подключают к насосной станции емкость с подогревом холодной эмульсии битумного раствора и под давлением закачивают его в трещины по всему периметру котлована.

Наряду с битумным заполнением трещин используют цементный раствор. Такой метод устранения водопроницаемости называют тампонажным.

Для сохранения территории от затопления и подтопления подземных частей зданий и сооружений, защиты от негативного воздействия грунтовой воды на строительные конструкции и увлажнения материалов применяют следующие мероприятия:

- вертикальную планировку территории с уклонами для отвода дождевых и талых вод;
- устройство водоотводных канав, открытой системы водоотлива, закрытых лотков, ливневой канализации, отмостки вокруг здания;
- устройство дренажа для перехвата, сбора и отвода от сооружения подземных вод.

При организации работ на пониженной или прилегающей к рекам и водоемам территории учитывают возможное подтопление при весенне-осеннем изменении уровня грунтовых вод. Предусматривают организацию искусственного снижения уровня подземных вод путем их откачки или отвода с территории застройки. Снижают уровень подземных вод применением водоотлива, дренажа, устройства водопонизительных скважин, иглофильтров и электроосмоса.

—

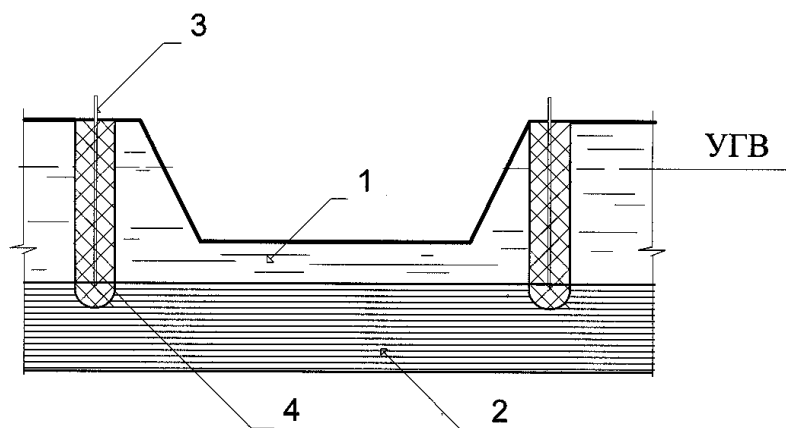


Рисунок 17.13 – Схема защиты котлована от затопления подземными водами методом искусственного замораживания: 1 – водоносный слой; 2 – водоупорный слой; 3 – замораживающая колонка; 4 – цилиндр мерзлого грунта

Дренаж для водопонижения применяют горизонтальный и вертикальный.

Горизонтальный дренаж используют, когда поверхность водоносного слоя грунта располагается близко к необходимому уровню понижения грунтовых вод. Горизонтальный дренаж может быть в виде открытых дренажных канав, лотков, траншейных дрен, трубчатых дрен и горизонтальных скважин.

Дренажные канавы проектируют так же, как водосборные и водоотводные канавы при открытом водоотливе. *Дренажные лотки*, изготавливаемые из бетона или железобетона, применяют в разжиженных грунтах и в стесненных условиях осушаемой территории. В стенках лотка делают специальные отверстия для поступления воды.

Траншейные дрены представляют собой траншеи, полностью или частично заполненные фильтрующим материалом (каменной наброской, щебнем, хворостом, жердями). Применяют их только как временные дренажные устройства.

Трубчатые дрены (рис. 17.15) представляют собой дренажные трубы, уложенные в траншею, заполненную фильтрующим материалом – дренажной отсыпкой. Глубина заложения трубчатых дрен зависит от величины необходимого снижения уровня грунтовых вод на начальных участках трасс дренажа. Она должна быть не меньше глубины промерзания грунта. В зависимости от вида грунта траншеи могут быть с креплением или без него.

Ширину траншеи по дну подбирают в зависимости от диаметра труб и формы крепления стенок. Ширину траншеи по дну при отсутствии крепления принимают:

- при наружном диаметре дренажных труб до 0,5 м $b = d + 0,8 \text{ м}$;
 - при наружном диаметре дренажных труб более 0,5 м $b = d + 1,2 \text{ м}$,
- где b - ширина траншеи по дну, м; d - наружный диаметр труб, м.

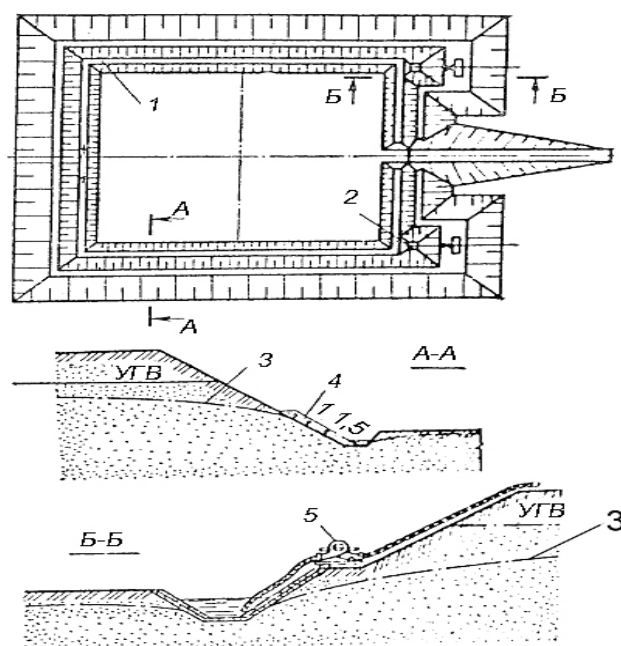


Рисунок 17.14 – Схема открытого водоотлива: 1 - водосборная канавка; 2 – зумпф; 3 – линия депрессии; 4 – дренажная пригрузка на откосе; 5 – насосная установка

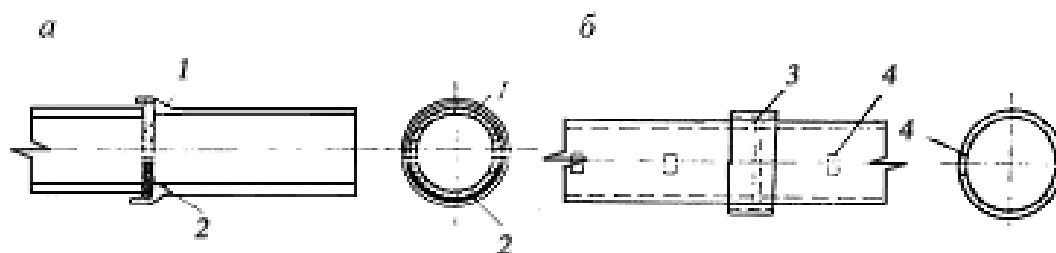


Рисунок 17.15 – Схема дренажных труб: а - керамические; б – асбоцементные; 1 – открытая часть стыкового зазора; 2 – просмоленная пакля; 3 – асбоцементная муфта; 4 - щелевые водоприемные отверстия

Для крепления стенок траншеи используют лесоматериал.

Минимальный диаметр труб, исходя из удобства прочистки, составляет 150-200 мм. Для трубчатого дренажа применяют керамические, асбоцементные, бетонные и железобетонные трубы, диаметр которых определяют гидравлическим расчетом.

Керамические трубы используют при глубине заложения до 4,0-4,5 м. Грунтовые воды поступают в трубы через стыковые зазоры шириной 10-20 мм, открытые в верхней части на две трети внутреннего диаметра по высоте. Нижнюю часть зазоров заделывают паклей. Диаметр керамических труб с раструбами - 125-600 мм, длина - 0,8-1,0 м.

Асбоцементные трубы укладывают в грунт при глубине заложения более 4,5 м. При наличии агрессивных грунтовых вод предусматривают

защитные мероприятия, обеспечивающие сохранность труб от разрушения. Диаметр дренажных труб принимают 100-576 мм при длине трубы 2,5-4,0 м. Для приема воды в трубах устраивают щелевые или круглые отверстия. Круглые отверстия просверливают в шахматном порядке на расстоянии 10-15 см друг от друга. Щелевые отверстия имеют вид прорезей, устраиваемых в средней трети трубы с обеих сторон в шахматном порядке на расстоянии 25-50 см.

Бетонные и железобетонные трубы так же, как и асбоцементные применяют при глубине укладки более 4,5 м.

Горизонтальный дренаж состоит из осушителей, собирателей и магистральных коллекторов. Осушители служат для снижения уровня грунтовых вод, собиратели – для сбора воды, поступающей из осушителей. Магистральные коллекторы принимают воду из собирателей и отводят ее за пределы осушаемой территории.

Вокруг дренажных труб устраивают обсыпку из одного или двух слоев фильтрующего материала. Крупность частиц обсыпки должна быть такой, чтобы она не вымывалась и не засоряла отверстия в трубе. Обсыпка представляет собой обратный фильтр.

Для осмотра, чистки и ремонта горизонтального дренажа устраивают сборные железобетонные смотровые колодцы во всех точках перелома трассы как в плане, так и в профиле.

Если вода из магистральных коллекторов не может самотеком поступать в водоприемник (река, водохранилище, канализационный коллектор), устраивают колодцы-резервуары и перекачивающую насосную станцию.

Вертикальный дренаж применяют при глубоком уровне залегания грунтовых вод и, если возникает необходимость снизить его при значительной мощности водоносного слоя. Снижение уровня грунтовых вод должно быть таким, чтобы кривая депрессии проходила на 0,5 м ниже дна котлована в период устройства фундаментов. В состав вертикального дренажа входят: водопонижающие скважины, располагаемые по периметру котлована, общий водовод (коллектор), объединяющий скважины, центробежные насосы и отводящие лотки.

Вертикальный дренаж в виде трубчатого колодца-скважины представляет собой обсадную трубу, снабженную в нижней части фильтром. Под фильтром располагается отстойник из глухих труб, в которых собираются частицы грунта, прошедшие через фильтр. Фильтр является наиболее ответственной частью скважины.

Вертикальный дренаж бывает следующих разновидностей: линейный головной (на магистрали), линейный береговой (вдоль рек), кольцевой – по контуру защищаемой территории, систематический – обычный дренаж внутри защищаемой территории (рис. 17.16).

В последние годы применяют лучевой дренаж для сбора и отвода подземных вод на большой глубине от поверхности. Такой дренаж осуществляют путем устройства заглубленного опускного колодца 1 внутренним диаметром 5,2 м из сборных железобетонных панелей и надземного сооружения – насосной станции 3 для откачки грунтовых вод, поступающих в заглубленную часть (приемное отделение) по шести горизонтальным лучевым дренам 2 протяженностью по 50 м каждая (рис. 17.17). Лучевые дрены располагают по глубине колодца в наиболее активных слоях притока подземных вод с уклоном 0,003 к водоприемному колодцу.

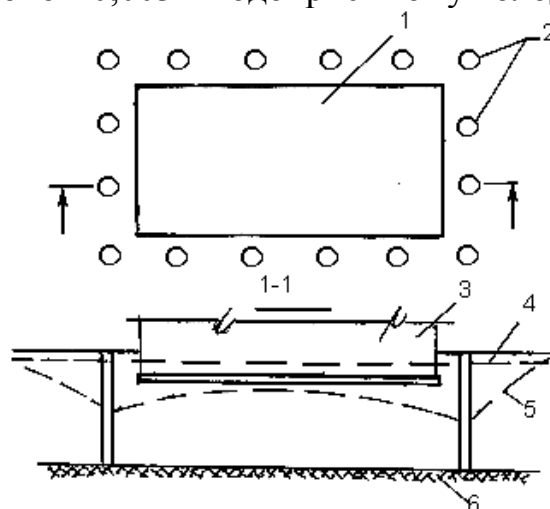


Рисунок 17.16 – Схема кольцевого вертикального дренажа:

1 - защищаемая территория; 2 - скважины; 3 - контур сооружения;
4 - неподвижный уровень грунтовых вод; 5 - пониженный уровень; 6 - водоупор.

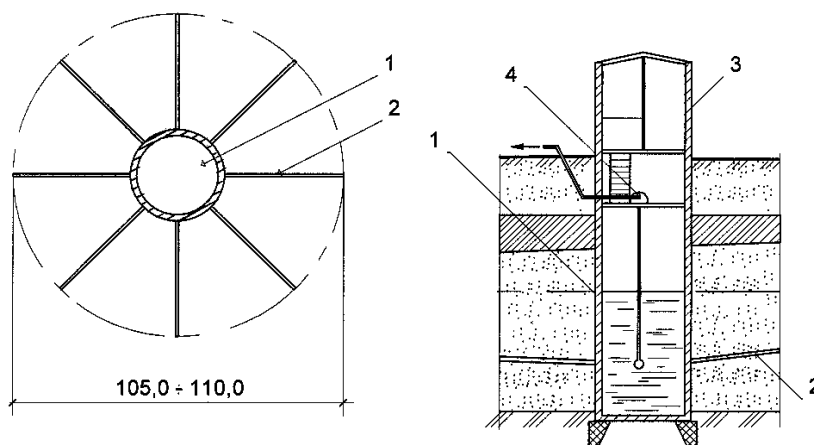


Рисунок 17.17 – Схема лучевого дренажа для отвода подземных вод:

1 - опускной колодец с насосной станцией; 2 – лучевые полихлорвиниловые трубы с отверстиями по длине для сбора подземных вод;
2 - насосная станция; 4 - насос для откачки воды из колодца

Назначением лучевого дренажа является обеспечение постоянного положения уровня грунтовых вод по глубине и ограничение его подъема в

застроенную зону местности.

Для отвода подземных вод вблизи здания устраивают пристенную дренажную систему, которая представляет собой вертикальный слой из водопроницаемого материала и дрены с наружной стороны фундамента, заглубленный ниже его подошвы (рис. 17.18). Вода, собираемая из пристенного дренажа, поступает в колодец, из которого откачивается насосом или спускается в ливневую канализацию.

Гидроизоляция

предназначена для обеспечения водонепроницаемости сооружения, а также защиты от коррозии и разрушения материалов фундаментов и подземных конструкций при физической или химической агрессивности подземных вод (антикоррозионная гидроизоляция). В настоящее время применяют разные виды гидроизоляции, отличающиеся по надежности, сложности устройства и стоимости. Так, простая форма защиты здания от попадания

влаги в надземные помещения – это устройство по выровненной поверхности всех стен на высоте 15,0-20,0 см от верха отмостки или тротуара водонепроницаемой прослойки из жирного цементно-песчаного раствора толщиной 2,0-3,0 см или 2-3 слоев рулонного материала на битумной мастике.

Гидроизоляция от сырости и грунтовых вод подвальных и заглубленных помещений требует более сложных решений и зависит от условий территории, уровня грунтовых вод, их агрессивности, особенностей конструкций и назначения помещений (смотреть главу 12).

17.3 Устройство фундаментов при действии динамических нагрузок

Помимо статических нагрузок на грунт вне основания могут передаваться динамические воздействия от работающих машин и механизмов. По характеру динамического влияния машины и механизмы можно разделить на две группы – периодического и непериодического действия (смотреть таблицу 17.3).

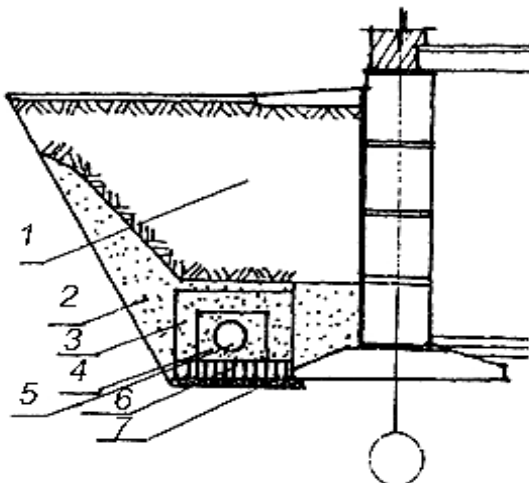


Рисунок 17.18 – Схема пристенного дренажа:
1 – местный грунт; 2 – песок средней крупности; 3 – песок крупный; 4 – гравий;
5 – дренажная труба; 6 – глино-бетон; 7 – щебень

Таблица 17.3 – Классификация машин с динамическими нагрузками

№ п/п	Группа машин	Вид главного движения	Типичный представитель
1	Машины периодического действия	<p>Равномерное вращение</p> <p>Равномерное вращение и связанное с ним возвратно-поступательное движение</p> <p>Возвратно-поступательное движение, завершающееся периодическими ударами</p>	<p>Электрические машины (электродвигатели, моторы, генераторы и др.), турбоагрегаты (турбогенераторы, турбовоздуходувки, турбокомпрессоры и турбонасосы).</p> <p>Машины с кривошипно-шатунными механизмами (компрессоры и насосы, двигатели внутреннего сгорания, лесопильные рамы)</p> <p>Встряхивающие и ударно-вибрационные формовочные машины, применяемые в литейном производстве и в промышленности сборного железобетона, штамп-автоматы</p>
2	Машины неперiodического действия	<p>Неравномерное вращение или возвратно-поступательное движение</p> <p>Возвратно-поступательное движение, завершающееся отдельными ударами</p>	<p>Приводные электродвигатели прокатных станов, генераторы разрывных мощностей и т.п.</p> <p>Молоты (ковочные и штамповочные), копровые устройства для разделки металлического скрепа</p>
		Движения, вызывающие перемещение масс обрабатываемого материала, передающего на фундамент случайные нагрузки	Мельничные установки

Фундамент под машины должен быть надежным, обеспечивать их нормальную работу, не создавать каких-либо помех и колебаний зданий и других соседних сооружений. В связи с этим к фундаменту под машины предъявляются следующие требования:

1. Удобство размещения, возможность сборки и надежность крепления на нем машины.
2. Прочность, устойчивость и выносливость всех его элементов.
3. Исключение недопустимых осадок и деформаций, нарушающих нормальную эксплуатацию машины.
4. Исключение недопустимых вибраций, мешающих работе машин и обслуживающего персонала, а также других помех.
5. Снижение колебаний, передаваемых на грунты основания, если они могут оказывать влияние на нормальную эксплуатацию здания, в котором располагается машина, и соседних зданий и сооружений.

Фундаменты под машины допускается проектировать отдельно стоящими под каждую машину (агрегат) или общими под несколько машин (агрегатов). При этом они должны быть отделены от смежных фундаментов здания, оборудования, а также пола сквозным швом.

Для уменьшения вибрации фундамента под машину предусматривают виброизоляцию.

По конструктивным требованиям фундаменты под машины с динамическими нагрузками выполняют массивными (рис. 17.19), рамными (рис. 17.20), стенчатыми (рис. 17.21).

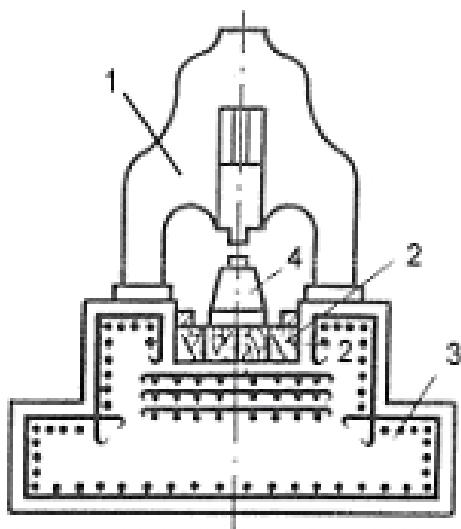


Рисунок 17.19 – Схема массивного фундамента: 1 – станина; 2 – прокладка; 3 – фундамент; 4 – шабот

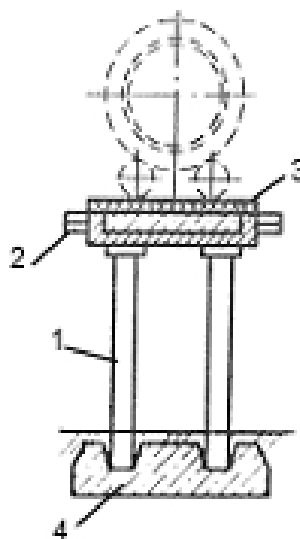


Рисунок 17.20 – Схема рамного фундамента: 1 – стойки; 2 – ригель; 3 – верхняя плита рамы; 4 – опорная плита

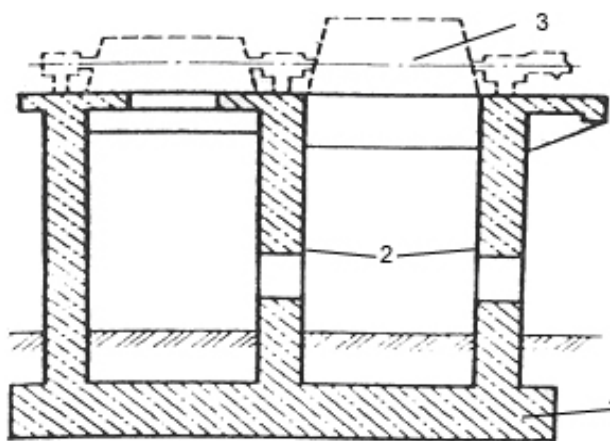


Рисунок 17.21 – Схема стенчатого фундамента
1 – плитный фундамент; 2 – рама; 3 – механизм.

Глубина заложения подошвы фундамента зависит от его конструкции, технологических требований, инженерно-геологических условий площадки и расположения соседних фундаментов.

При наличии в грунтовом основании слабых грунтов (торфяники, насыщенные водой глинистые грунты, илистые и т.д.) слоем до 1,5 м этот слой нужно заменить тщательно утрамбованной песчаной подушкой. Разрешается возводить фундаменты под машины с динамическими нагрузками на насыпных грунтах, которые не содержат гумуса, органического мусора и примесей, вызывающих большие осадки при сжатии. При этом грунтовое основание из насыпных грунтов должно быть тщательно уплотнено согласно специальным строительным нормам.

Фундаменты под машины проектируют бетонными или железобетонными, монолитными или сборно-монолитными, а при соответствующем обосновании – сборными. Форму их следует применять наиболее простую. Высоту фундаментов необходимо принимать минимальной, исходя из условий размещения в них технологических выемок, заделки анкерных болтов, расстояние от низа которых до подошвы фундамента должно быть не менее 100-150 мм.

Проектный класс бетона для монолитных и сборно-монолитных фундаментов должен быть не ниже В 12,5, а для сборных – В 15.

Исходя из конструктивных соображений фундаменты под машины с динамическими нагрузками проектируют:

массивными – в виде блока или плиты с соответствующими технологическими отверстиями;

стенчатыми – состоящими из нижней фундаментной плиты (или ростверка), системы стен и верхней плиты или рамы, на которой располагается оборудование;

рамными – представляющими собой пространственную конструкцию, состоящую из верхней плиты, стоек и нижней опорной плиты;

облегченными – в том числе свайные.

При проектировании фундаментов под машины на естественном основании следует размещать на одной вертикали центр тяжести площади подошвы и линию действия равнодействующей статических нагрузок от веса машины, фундамента и грунта на обрезах и выступах фундамента, для свайных фундаментов – центр тяжести в плане ростверка и линию действия равнодействующей статических нагрузок от веса машины и ростверка.

Конструктивное армирование массивных, рамных, стенчатых и ростверка свайных фундаментов выполняют в соответствии с требованиями СНиП 2.-2.05-87 "Фундаменты машин с динамическими нагрузками" и СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции".

Фундаменты под машины рассчитывают как на статическое, так и на динамическое нагружение по двум группам предельных состояний.

По первой группе предельных состояний (по несущей способности) проверяют среднее давление под подошвой фундамента при действии статической нагрузки. Влияние динамических нагрузок учитывают коэффициентами условий работы грунтов оснований.

Проверку среднего давления под подошвой фундамента проводят по формуле для центрально сжатого фундамента:

$$p \leq \gamma_{c0} \gamma_{c1} R, \quad (17.15)$$

где p - среднее давление на основание под подошвой фундамента от расчетных статических нагрузок; γ_{c0} - коэффициент условий работы грунтов оснований, учитывающий характер динамических нагрузок и ответственность машины (по таблице 17.4); γ_{c1} - коэффициент условий работы грунтов оснований, учитывающий возможность возникновения длительных деформаций при действии динамических нагрузок (для мелких и пылеватых водоненасыщенных песков и глинистых грунтов текучей консистенции принимается равным $\gamma_{c1} = 0,7$, для всех остальных видов и состояний грунтов $\gamma_{c1} = 1$); R - расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по формуле (8.18).

Таблица 17.4 – Коэффициенты условий работы грунтов оснований, учитывающие характер динамических нагрузок и ответственность машин

№п/п	Машины	γ_{c0}
1	С кривошипно-шатунными механизмами, прессы, металлорежущие станки, вращающиеся печи, прокатное оборудование	1,0
2	С вращающимися частями, дробилки, мельничные установки	0,8
3	Кузнечные молоты, формовочные машины, оборудование бойных площадок, для которых фундаменты выполняют в виде короба	0,5

Свайные фундаменты проектируют в соответствии с требованиями СНиП 2.02.03-85 "Свайные фундаменты".

Расчетную нагрузку на сваю (висячую или стойку) при условии динамического воздействия устанавливают по формуле:

$$F_a = \gamma_p \cdot \gamma_{lp} \cdot F_d, \quad (17.16)$$

где F_d - несущая способность свай при статическом загрузении в соответствии со СНиП 2.02.03-85; γ_p и γ_{lp} - коэффициенты условий работы грунта в основании свайного фундамента, которые принимают в зависимости от типа свай и грунта.

Расчет фундаментов по второй группе предельных состояний осуществляют на действие расчетных динамических нагрузок, определение которых сводится к учету коэффициента надежности γ_f .

Расчетная схема массивного фундамента под машину при расчете колебаний представляется в виде твердого тела, опирающегося на пружинные демпферы (табл. 17.6).

Таблица 17.5 – Коэффициенты условий работы грунта в зависимости от грунтового основания

№ п/п	Грунты	Коэффициент условий работы основания	
		на боковой поверхности сваи γ_{cpf}	под нижним концом сваи γ_{cpR}
1	Пески рыхлые любой крупности и влажности; мелкие и пылеватые водонасыщенные любой плотности; глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,8$	0,6 (0,75)	-
2	Пески пылеватые мелкие и средней крупности, средней плотности, любой влажности, пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $0,25 \leq I_L \leq 0,6$	0,75 (0,85)	0,75 (0,85)
3	Другие виды грунтов	1,0	1,0

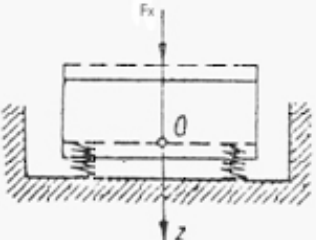
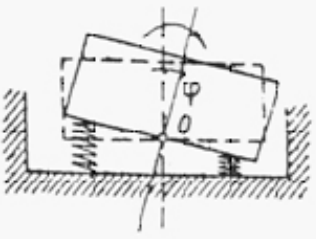
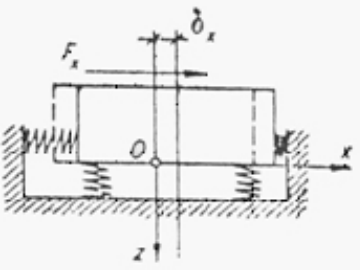
Фундамент имеет шесть степеней свободы, расположенных относительно осей x, y, z , вращение вокруг осей x, y, z (смотреть таблицу 17.6), равномерное сжатие от действия вертикальной составляющей (ось z), равномерное смещение от действия горизонтальных составляющих (оси x, y), неравномерное сжатие от одновременного действия вертикальных и горизонтальных составляющих, которые создают поворот относительно горизонтальной оси, неравномерное смещение от действия горизонтальных составляющих, которые создают поворот фундамента относительно вертикальной оси. В связи с этим возникает необходимость расчета фундамента на вертикальные, горизонтальные и вращательные колебания относительно действия горизонтального нагружения и момента в вертикальной плоскости. Этот принцип используют при расчете амплитуды колебаний фундаментов под машины периодического действия.

Расчет фундаментов под машины с импульсным нагружением требует определения амплитуды вертикальных колебаний. В расчетах используют параметры, которые характеризуют особенности оснований фундаментов под машины. Это прежде всего все коэффициенты деформации $C_z, C_\varphi, C_x, C_\psi$. Главным из них является коэффициент упругости равномерного сжатия C_z . Его находят по формуле:

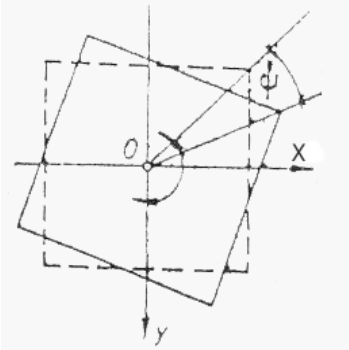
$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_0}{A}} \right), \quad (17.17)$$

в зависимости от площади подошвы фундамента $A, \text{ м}^2$, модуля деформации E , который определяют по результатам штамповых испытаний, МПа, коэффициента $b_0 = 1,0 - 1,5$ при площади подошвы фундамента $A_0 = 10,0 \text{ м}^2$. Остальные коэффициенты деформации рассчитывают по значению C_z .

Таблица 17.6 – Виды деформаций фундаментов под машины и показатели этих деформаций

Вид деформации	Расчетная схема	Коэффициенты		
		вида деформации	жесткости природного основания	демпфирования
1	2	3	4	5
Равномерное сжатие		$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_0}{A}} \right)$	$K_z = C_z A$	$\xi_z = \frac{0,7}{\sqrt{P}},$ $\xi_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z^* P}}$
Неравномерное сжатие		$C_\phi = 2C_z$	$K_\phi = C_\phi I_\phi$	$\xi_\phi = 0,5 \xi_z$
Равномерный сдвиг		$C_x = 0,7 C_z$	$K_x = C_x A$	$\xi_x = 0,6 \xi_z$

Продолжение таблицы 17.6

1	2	3	4	5
Неравномерный сдвиг		$C_{\psi} = C_z$	$K_{\psi} = C_{\psi} I_{\psi}$	$\xi_{\psi} = 0,3 \xi_z$

Кроме указанных параметров, определяют коэффициенты жесткости, которые зависят от геометрических размеров фундамента, а также характеристик, которые учитывают потери энергии, т.е. коэффициенты демпфирования. Последние в соответствии с теорией вязкого сопротивления грунта, габаритов подошвы фундамента принимают по таблице 17.7.

Расчетные амплитуды колебаний фундаментов не должны быть больше предельно-допустимых амплитуд колебаний фундамента, которые установлены на основании опыта эксплуатации машин различных типов (табл. 17.7).

Таблица 17.7 – Предельно допустимые амплитуды колебаний фундаментов под машины

№ п/п	Машины	Предельно допустимые амплитуды колебаний, мм	
1	С вращающимися частями при частоте вращения, об/мин менее 500 от 500 до 750 от 750 до 1000 от 1000 до 1500 свыше 1500	горизонтальных	вертикальных
		0,2	0,15
		0,2-0,15	0,15-0,1
		0,15-0,1	0,1-0,06
		0,1-0,05	0,06
		0,05	-
2	С кривошипно-шатунными механизмами при частоте вращения, об/мин	для первой гармоника	для второй гармоника
	менее 200 от 200 до 400 от 400 до 600 свыше 600	0,25	0,15
		0,25-0,15	0,15-0,1
		0,15-0,1	0,1-0,05
		0,1	0,05
3	Дробилки конусные и щековые Дробилки молотковые	0,3 как для машин с вращающимися частями	
4	Кузнечные молоты	1,2 (0,8 [*])	
5	Прессы	0,25	
6	Формовочные машины	0,5 или по ГОСТу при расположении на фундаментах рабочих мест	
7	Мельницы	0,1	
[*] При возведении фундаментов на всех водонасыщенных песках, а также на мелких и пылеватых маловлажных и влажных песках.			

Отдельные члены выражения (17.19) находят по формулам:
Обязательным при расчете фундаментов под машины в период их работы является выполнение условия:

$$A \leq A_{adm} , \quad (17.18)$$

где A - амплитуда колебаний по расчету, мм; A_{adm} - предельно допустимые амплитуды колебаний, мм, рекомендуемые таблицей 17.7.

Рассмотрим метод определения амплитуды вертикальных колебаний массивного фундамента под машину с вращающимися частями. Она состоит из двух слагаемых: A_z - вертикальной части амплитуды колебаний при центральном нагружении и A'_z - вертикальной части амплитуды колебаний поворота фундамента при внецентренном нагружении:

$$A = A_z + A'_z. \quad (17.19)$$

$$A_z = \frac{F_v}{K_z \sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\lambda_z}\right)^2\right]^2 + 4\xi_z^2 \left(\frac{\omega}{\lambda_z}\right)^2}}, \quad (17.20)$$

$$A'_z = \frac{F_x e l \beta}{2K_x h_l^2} \sqrt{\frac{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2\right]^2 + 4\xi_x^2 \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2}{\Omega_1^2 + 4\xi_x^2 \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2 \Omega_2^2}}, \quad (17.21)$$

где F_v - расчетная вертикальная составляющая вращательной силы, кН; e - эксцентриситет ее приложения; K_z, K_x, ξ_z, ξ_x - коэффициенты жесткости относительно оснований и демпфирования, определяют по табл.17.6; ω - круговая частота колебаний возмущающей силы, мин⁻¹, определяемая по формуле:

$$\omega = 0,105n, \quad (17.22)$$

(n - частота вращения машины); λ_z, λ_x - круговые частоты колебаний фундамента, мин⁻¹, относительно собственных вертикальных и горизонтальных колебаний фундамента:

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{K_z}{m_n}}; \quad \lambda_x = \sqrt{\frac{K_x}{m_n}}, \quad (17.23)$$

m_n - общая масса всей установки, т; l - длина фундамента, м;

$$\beta = h_l^2 \frac{m_n}{\theta}, \quad (17.24)$$

где h_l - расстояние от центра тяжести установки до подошвы фундамента; θ - момент инерции массы всей установки относительно оси, которая проходит через общий центр тяжести перпендикулярно к плоскости колебаний, м⁴.

Безразмерные параметры Ω_1 и Ω_2 находят по формулам (17.25, 17.26). Они зависят от круговых частот колебаний фундамента, размеров фундамента, а также свойств грунта, на которые опирается фундамент:

$$\Omega_1 = \left(\frac{\omega}{\lambda_x} \right)^4 + (1 + \beta) \left\{ \left(\frac{\lambda \varphi}{\lambda_x} \right)^2 - \left(\frac{\omega}{\lambda_x} \right)^2 \left[1 + \left(\frac{\lambda \varphi}{\lambda_x} \right)^2 + 4\xi_x \cdot \frac{\lambda \varphi}{\lambda_x} \right] \right\}, \quad (17.25)$$

$$\Omega_2 = (1 + \beta) \left\{ \left(\frac{\lambda \varphi}{\lambda_x} \right)^2 + \frac{\lambda \varphi}{\lambda_x} \cdot \frac{\xi \varphi}{\xi_x} - \left(\frac{\omega}{\lambda_x} \right)^2 \left[1 + \frac{\lambda \varphi}{\lambda_x} \cdot \frac{\xi \varphi}{\xi_x} \right] \right\}. \quad (17.26)$$

Амплитуду колебаний фундаментов машин непериодического действия с импульсным центральным нагружением устанавливают по выражению:

$$A_z = \frac{(1 + \varepsilon_c) \nu Q_0}{(1 + 1,67\xi_z) \lambda_z Q}, \quad (17.27)$$

где ε_c - коэффициент относительной скорости удара, зависящий от материала, который обрабатывают во время штамповки иликовки (для стальных изделий $\varepsilon_c = 0,5$, для цветных металлов $\varepsilon_c = 0$; ν - скорость падения частей молота вначале удара, м/мин; Q_0 и Q - расчетный вес падающих частей машины и расчетный общий вес фундамента машины, а также засыпки, размещающейся на уступах фундамента, кН.

Если имеет место внецентренное нагружение фундамента, следует учитывать дополнительную амплитуду колебаний, тогда общая амплитуда определяется из выражения:

$$A'_z = \frac{(1 + \varepsilon) \nu Q_0 e l' \beta}{2\theta h_l^2 \lambda_\varphi (1 + \beta) (1 + 1,67\xi_\varphi)}, \quad (17.28)$$

где ε , ν , Q_0 , Q - те же величины, что и в формуле (17.27).

Анализ выражений (17.27, 17.28) дает возможность сделать вывод, что для снижения амплитуды вертикальных и других колебаний большое значение имеют такие мероприятия: увеличение веса установки за счет увеличения веса фундамента и грунта на его уступах, увеличение площади подошвы фундамента, увеличение модуля деформации грунта различными способами.

Наиболее опасным при эксплуатации фундаментов с динамическими нагрузками является возникновение резонансных колебаний, при которых частота возмущающей силы совпадает с частотой собственных колебаний фундамента. В этом случае амплитуда колебаний возрастает в несколько раз

и может быть опасной не только для отдельных конструкций, но и всего фундамента в целом. При проектировании фундаментов могут быть допущены неточности в расчетах и при определении физико-механических характеристик грунтов, из-за чего после начала эксплуатации и могут возникнуть резонансные явления. Чтобы устранить их, обычно предусматривают возможность изменения собственной частоты колебаний после изготовления фундаментов с помощью устройства буронабивных свай, которые заделывают в отверстиях, специально оставляемых в выступающих частях фундаментов, или силикатизацией грунтов под подошвой фундамента. В некоторых случаях для уменьшения амплитуды резонансных колебаний используют специальные виброгасители или прибегают к опиранию оборудования на фундамент через виброизоляторы.

Для уменьшения частоты колебаний между элементами механизма отделяют верхнюю часть фундамента, на котором находится установка, посредством устройства виброизоляторов из резины, природной пробки, войлока, пружин в зависимости от его типа и назначения. Для погашения вертикальных колебаний устраивают пружинные, деревянные или подшаботные прокладки. Для снижения горизонтальных колебаний применяют, дополнительно, плиту-гаситель, а в промежутке - резиновые или деревянные прокладки (рис.17.22, 17.23).

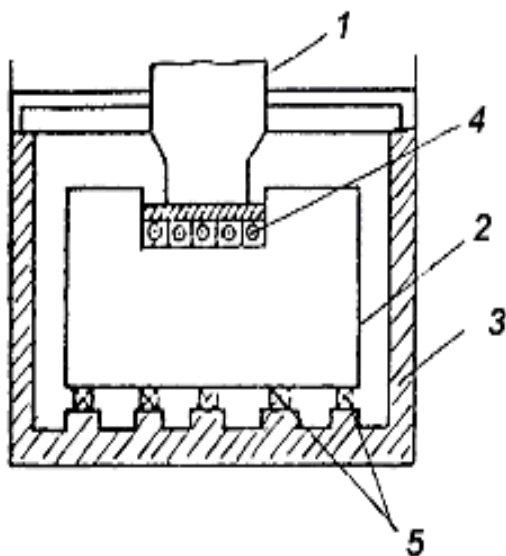


Рисунок 17.22 – Схема вибро-изоляции фундамента под штамповочным молотом:
1 – нижняя часть молота;
2 – фундаментный блок;
3 - железобетонный короб;
4 - подшаботные прокладки;
5 - пружины (резина)

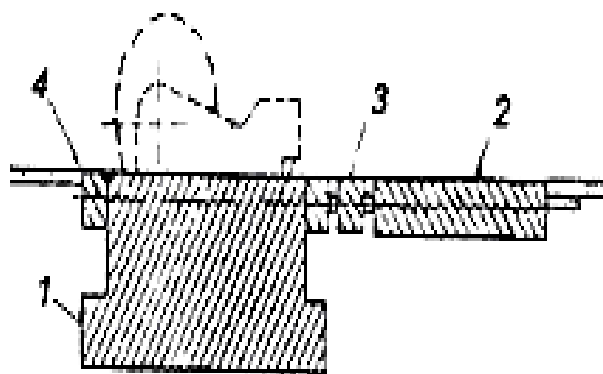


Рисунок 17.23 – Схема устройства плиты-гасителя горизонтальных колебаний компрессора: 1 - фундамент;
2 – плита-гаситель; 3 - промежуточное звено; 4 - прокладки

17.4 Устройство фундаментов на склонах

В откосах и склонах могут возникать оползневые и обвальные явления в виде перемещения земляных масс под воздействием собственного веса грунта, от расположенных рядом сооружений, а также под действием инерционных сейсмических и динамических сил.

Оползневые явления имеют значительное распространение на Черноморском побережье Крыма, Кавказа и в Западной Украине. Существенную опасность они представляют на железнодорожных и автомобильных магистралях. С подобными явлениями нередко приходится встречаться при расположении промышленных и гражданских объектов на склонах, перекрываемых делювиальным слоем, который, как правило, находится в состоянии предельного равновесия.

Основоположник современной механики грунтов проф. К. Терцаги сопротивление глинистых грунтов сдвигу описывал выражением, предложенным Ш. Кулоном для песчаных грунтов:

$$S_p = P \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (17.29)$$

где S_p - сопротивление грунтов сдвигу при давлении P ; φ - угол внутреннего трения; c - удельное сцепление.

Для глинистых грунтов Н. Н. Масловым в эту формулу были внесены коррективы – разделение общего сопротивления c на две составляющие его части: на связность $\sum w$ и структурное сцепление c_c , т.е.: $c = \sum w + c_c$.

Структурное сцепление c_c проявляется в грунтах в виде цементации, кристаллизации; оно имеет жесткий, всегда необратимый характер. $\sum w$ - связность водно-коллоидного характера. С учетом этого закон Кулона будет иметь следующий вид:

$$S_p = P \operatorname{tg} \varphi_w + \sum w + c_c. \quad (17.30)$$

Обладая собственным весом и определенной мощностью, любая толща горных пород или грунтов даже без воздействия на нее каких-либо внешних сил находится в напряженном состоянии. Грунтовая толща склона по всей своей глубине оказывается под воздействием как вертикальных, так и касательных сдвигающих сил S_p .

На развитие оползневых процессов влияют крутизна склона, а также дополнительная нагрузка от веса возводимых сооружений, отвалов грунта, характера воздействий (динамическая нагрузка от транспорта, строительных механизмов, вибрации сооружений, вида слоев грунта и степени увлажнения).

В работах Н. Н. Маслова для сыпучих и связных грунтов приведена степень их устойчивости в зависимости от: w , φ , c .

В таблице 17.8 показана степень устойчивости склона (откоса) в зависимости от условной влажности грунтов, угла откоса и величины сцепления c_φ . В глинистых грунтах (лессовые суглинки и глины) независимо от толщины слоя, сцепление между частицами при минимальной влажности коэффициент запаса прочности откоса находится в интервале 1,45-1,6.

Таблица 17.8 – Степень устойчивости склонов в зависимости от w , φ , c

Склон или откос из грунтов	Высота откоса h , м	Угол откоса φ°	Консистенция I_L	Плотность сложения ρ_s , т/м ³	Сцепление c_φ , МПа	Угол внутреннего трения $\varphi_{ср}^\circ$	Коэффициент запаса
Песчаники (обводненные)	54,0	20	0	2,20	0,014	24	1,5-2,0
Лессовидные суглинки (безводные)	9,0-14,0	21-39	0,1	1,71-1,95	0,07-0,12	21-31	2,0-3,5
Глины (слабообводненные)	9,0-50,0	15-25	0,1-0,28	1,92-2,00	0,04-0,14	6-24	1,1-2,0

Рассмотрим случай, когда массив грунта обладает только трением между частицами. Допустим, что на поверхности откоса сыпучего грунта свободно лежит твердая частица грунта M (рис.17.24). Найдём условия, при которых частица M будет находиться в равновесии. Обозначим: Q - масса частицы грунта, α - угол наклона откоса к горизонту и φ - угол внутреннего трения. Разложим силу Q на две составляющие: нормальную к линии откоса N и касательную T .

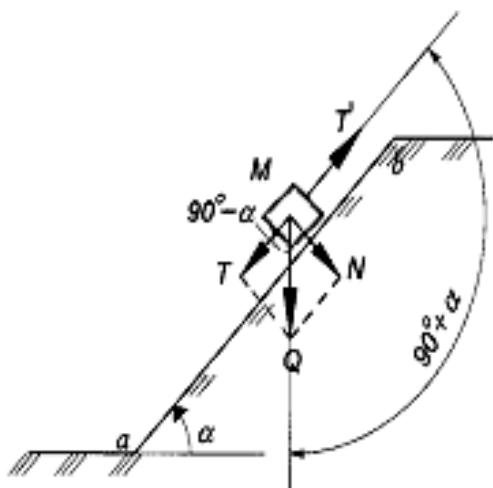


Рисунок 17.24 - Схема сил, действующих на частицу сыпучего грунта

Сила T будет стремиться сдвинуть частицу грунта вниз к подножию откоса. Ей будет сопротивляться сила трения T' , прямо пропорциональная нормальному давлению N и действующая параллельно откосу ab , т.е. составляющая с силой веса угол в $90^\circ + \alpha$. При указанных обозначениях находим:

$$T = Q \sin \alpha \text{ и } N = Q \cos \alpha.$$

Для составления уравнения равновесия возьмем проекции всех сил на направление ab . Получим:

$$T - T' = 0$$

или, принимая во внимание, что сила трения $T' = f N$, т.е. равна произведению коэффициента трения на нормальное давление, будем иметь:

$$Q \sin \alpha - f Q \cos \alpha = 0,$$

откуда $\operatorname{tg} \alpha = f$.

А так как коэффициент внутреннего трения:

$$f = \operatorname{tg} \varphi,$$

то окончательно получаем:

$$\alpha = \varphi. \quad (17.31)$$

Это соотношение можно сформулировать следующим образом: *предельный угол откоса в сыпучих грунтах равен углу внутреннего трения грунта*. Этот угол сыпучих грунтов называется *углом естественного откоса*. Для сухих сыпучих грунтов он является величиной постоянной.

Влияние фильтрационных сил. Если устройство откоса производится в насыщенных водой грунтах или если уровень грунтовых вод, например, при выпадении сильных дождей, внезапно повышается выше основания откоса, то на величину угла естественного откоса существенное влияние будет оказывать гидродинамическое давление фильтрующейся из откоса воды.

Воспользуемся решением в работе и выделим на поверхности откоса объем грунта, равный единице (например, 1 см^3). Здесь кроме собственного веса грунта Q , который следует принимать с учетом взвешивающего действия воды, на выделенный элемент будет действовать по касательной к линии тока воды гидродинамическое давление D' . Результирующее давление R определим путем построения параллелограмма сил Q и D' (рис. 17.25). Так как угол внутреннего трения сыпучего грунта, насыщенного водой, практически равен углу внутреннего трения сухого грунта, то новая касательная к поверхности скольжения сила будет составлять с результирующим давлением R по-прежнему угол $90^\circ - \varphi$.

Отсюда вытекает правило определения угла откоса грунта при фильтрации воды из массива, а именно: следует построить равнодействующую сил D' и Q и от направления равнодействующей отложить угол, равный $90^\circ - \varphi$; полученное направление $a_1 b_1$ и определит для рассматриваемого случая *предельный угол откоса* α_1 . Этот угол будет максимальным, при котором частицы грунта будут находиться в покое. Для определения угла устойчивого откоса необходимо полученное значение угла α_1 разделить на коэффициент запаса, больший единицы.

Таким образом, угол естественного откоса является величиной постоянной только для грунтов, не насыщенных водой. Если же на откос действуют, кроме веса частиц грунта, фильтрационные силы воды, то угол откоса будет изменяться в зависимости от величины гидродинамического воздействия воды. Чем круче откос, тем больший гидравлический уклон будет иметь уровень грунтовых вод при выходе воды на свободную поверхность откоса, и, следовательно, тем больше будет влияние фильтрационных сил. Во многих случаях за угол, составляемый гидродинамическим давлением D' с горизонтом, можно принимать угол естественного откоса грунта.

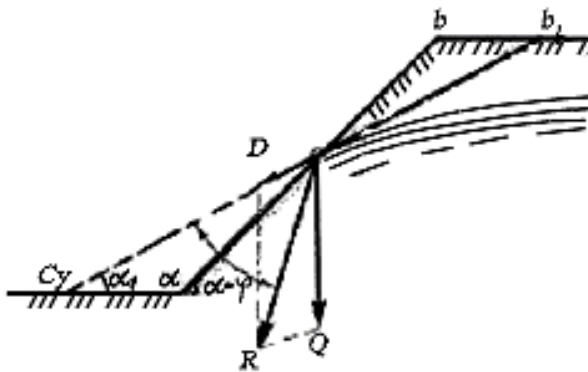


Рисунок 17.25 – Схема определения угла откоса при действии фильтрационных вод

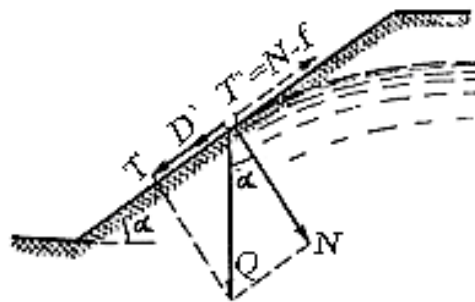


Рисунок 17.26 – Схема сил, действующих на частицу сыпучего грунта при учете фильтрационного давления

Определим условие, при котором твердые частицы грунта на поверхности откоса, подвергающегося действию фильтрационных сил, будут находиться в устойчивом состоянии. Допустим, что направление гидродинамических давлений D' совпадает с направлением откоса (рис.17.26). Тогда силы, сдвигающие выделенный на поверхности откоса единичный объем грунта, будут равны:

$$T = Q \sin \alpha \text{ и } D' = \gamma_w n \tan \alpha ,$$

где $n = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon}$ - объем пор в единице объема грунта; γ_w - удельный вес воды.

Силы, удерживающие рассматриваемый элемент грунта на поверхности откоса, будут:

$$T' = N f = Q \cos \alpha \tan \varphi .$$

При этом:

$$Q = \gamma_0 \cdot l ,$$

где γ_0 - удельный вес грунта, облеженный весом вытесненной воды.

Для устойчивого откоса сдвигающие силы должны составлять некоторую долю от удерживающих сил:

$$\gamma_w n \operatorname{tg} \alpha + \gamma_0 \sin \alpha = \frac{1}{\eta} (\gamma_0 \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi), \quad (17.32)$$

где η - коэффициент устойчивости при скольжении частиц грунта.

Отсюда получаем:

$$\eta = \frac{\gamma_0 \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi}{\gamma_w n \operatorname{tg} \alpha + \gamma_0 \sin \alpha}. \quad (17.33)$$

Если $\eta > 1$, то откос будет устойчивым.

Для оценки степени устойчивости склонов и откосов, а также для разработки и назначения наиболее эффективных противооползневых мероприятий необходимо знать форму проявления и возможность развития оползневого процесса, природную обстановку – климат, топографические особенности склона, геологическую структуру толщи склона, инженерно-геологические свойства пород, слагающих толщу, режим грунтовых вод, гидрологические особенности водотоков, омывающих склон.

На рисунке 17.27 приведены основные формы нарушения устойчивости и деформации склонов, а в таблице 17.9 - классификация по характеру и скорости их деформации.

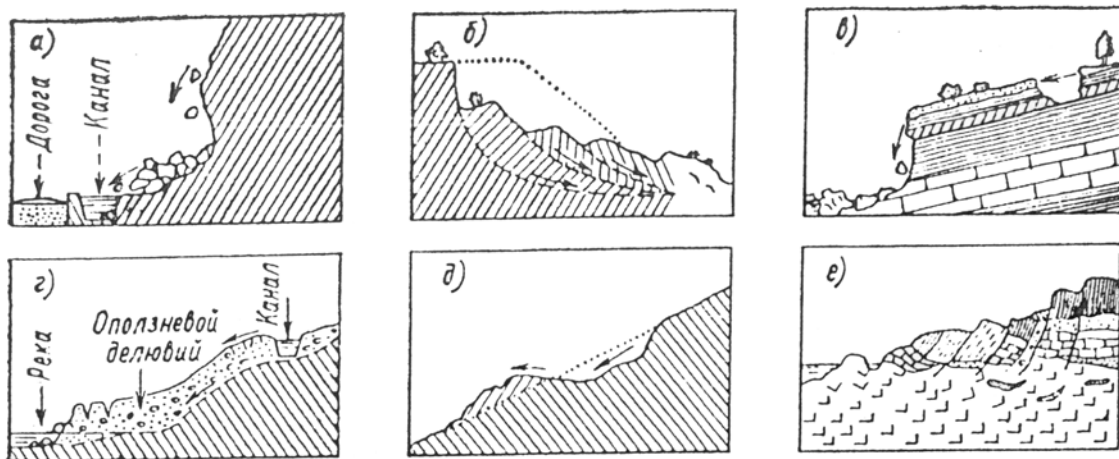


Рисунок 17.27 – Основные формы нарушения устойчивости и деформации склона: а – обвалы и вывалы; б – обрушение со срезом и вращением; в – скольжение; г – покровные оползни; д – оплывы; е – скол при просадке

Оползни всегда создавали много проблем для строительных объектов Украины и сейчас наблюдается тенденция к увеличению их числа. Необходимы дальнейшие исследования оползневых процессов и разработка надежных противооползневых мероприятий.

Всякое перемещение массива грунта вызывает механическое нарушение его структуры, что, в свою очередь, создает предпосылки для изменений физико-механических свойств грунта.

Развитие оползневого процесса всегда связано с определенными причинами, которые приведены в таблице 17.9.

Таблица 17.9 – Формы нарушения устойчивости склонов и откосов

Формы нарушения устойчивости	Характер деформации	Скорость деформации	Характерная природная обстановка
1	2	3	4
Обвалы и вывалы	Падение и качение	Катастрофическая (м/с)	Крутые обрывистые уступы в скалистых и полускалистых породах с широко развитой трещиноватостью
Обрушение со срезом и вращением	Перемещение массивов по поверхности скольжения с наименьшим запасом устойчивости и некоторым поворотом вокруг горизонтальной оси	Вплоть до очень большой (м/мин)	Преимущественно в однородной толще с подчиненными прослойками при чрезмерной крутизне откоса
Скольжение (соскальзывание)	Сдвиг по плоскостям напластования, разломов, древних смещений	От самых малых вплоть до относительно большой (м/ч)	При ясно выраженной в толще коренных пород потенциальной поверхности скольжения с наклоном в сторону склона. При слоистом строении толщи, наличии пластовых трещин и при трансгрессивном или прислонном залегании, разломах, а также наличии грунтовых вод.

Продолжение таблицы 17.9

1	2	3	4
Покровные оползни	Оползание покровных масс по неровной поверхности подстилающей толщи	От самых малых вплоть до относительно невысоких (м/сут)	Залегание обильно увлажняемых покровных масс с общим падением поверхности подстилающей толщи в сторону долины, котлована
Оплывы	Поверхностное оплывание переувлажненных грунтовых масс	Вплоть до очей большой (м/мин)	При резком переувлажнении и гидродинамическом воздействии на малосвязные грунты в поверхностной зоне
Скол при просадке	Опускание с боковым перемещением в результате увлечения перемещающимися грунтовыми массами	Вплоть до самой большой (м/мин)	При наличии в толще размягченных глин, плавучих песков, резко просадочных лессовидных грунтов, выщелачивающихся пород, каменного льда

Обвалы проявляются при внезапном обрушении откосов в скальных и полускальных породах при их значительной крутизне падением больших объемов породы, измеряемых миллионами кубометров.

Вывалы, в отличие от обвалов, характеризуются падением с поверхности откоса отдельных камней и блоков породы, отчлененных от скального массива трещинами.

Обрушение со срезом и вращением – это срез по некоторой поверхности смещения части грунтовой толщи, слагающей массив склона или откоса, в результате чего происходит дробление отколовшихся блоков или срез новых. Этот процесс наблюдается при перенапряжении грунтового массива и образовании в нем среза или скола определенной части толщи.

Скольжением является перемещение по наклонной плоскости скальных пород, при наличии в пластах глинистых, хлоритовых, тальковых и слюдистых сланцев. Имеет место смещение больших масс грунта, часто песка, подсыпаемого на наклонную поверхность без специальной предварительной обработки.

Покровные оползни проявляются в виде смещения некоторого массива грунта по склону под влиянием собственного веса и давления массы породы, лежащей выше по склону.

Оплывы – это нарушение устойчивости песчаных и глинистых грунтов по склону при локальном переувлажнении, динамических нагрузках, при отливах на морском берегу, спаде паводка на реках.

Скол при просадке представляет собой нарушение устойчивости грунтов в основании при проявлении деформаций в виде пучения и выпора грунта в случае возведения высоких насыпей, в слабых грунтах, нарушении устойчивости откосов и склонов при водонасыщении береговых уступов из лессовидных грунтов и провалов в закарстованных районах.

Для определения устойчивого очертания откоса при минимальном объеме земляных работ производят расчеты, основанные на результатах инженерно-геологических изысканий и исследования грунтов, слагающих откос. За расчетную модель грунтового массива, ограниченного откосом, принимают бесконечно длинное призматическое (или криволинейного очертания) тело с горизонтальными образующими, подверженное действию сил, перпендикулярных к образующим и равномерно распределенных в их направлении.

А так как коэффициент внутреннего трения:

$$f = \operatorname{tg} \varphi,$$

то окончательно получаем:

$$\alpha = \varphi. \quad (17.31)$$

Это соотношение можно сформулировать следующим образом: *предельный угол откоса в сыпучих грунтах равен углу внутреннего трения*

грунта. Этот угол сыпучих грунтов называется *углом естественного откоса*. Для сухих сыпучих грунтов он является величиной постоянной.

Влияние фильтрационных сил. Если устройство откоса производится в насыщенных водой грунтах или если уровень грунтовых вод, например, при выпадении сильных дождей, внезапно повышается выше основания откоса, то на величину угла естественного откоса существенное влияние будет оказывать гидродинамическое давление фильтрующейся из откоса воды.

Воспользуемся решением в работе и выделим на поверхности откоса объем грунта, равный единице (например, 1 см^3). Здесь кроме собственного веса грунта Q , который следует принимать с учетом взвешивающего действия воды, на выделенный элемент будет действовать по касательной к линии тока воды гидродинамическое давление D' . Результирующее давление R определим путем построения параллелограмма сил Q и D' (рис. 17.25). Так как угол внутреннего трения сыпучего грунта, насыщенного водой, практически равен углу внутреннего трения сухого грунта, то новая касательная к поверхности скольжения сила будет составлять с результирующим давлением R по-прежнему угол $90^\circ - \varphi$.

Отсюда вытекает правило определения угла откоса грунта при фильтрации воды из массива, а именно: следует построить равнодействующую сил D' и Q и от направления равнодействующей отложить угол, равный $90^\circ - \varphi$; полученное направление a_1b_1 и определит для рассматриваемого случая *предельный угол откоса* α_1 . Этот угол будет максимальным, при котором частицы грунта будут находиться в покое. Для определения угла устойчивого откоса необходимо полученное значение угла α_1 разделить на коэффициент запаса, больший единицы.

Таким образом, угол естественного откоса является величиной постоянной только для грунтов, не насыщенных водой. Если же на откос действуют, кроме веса частиц грунта, фильтрационные силы воды, то угол откоса будет изменяться в зависимости от величины гидродинамического воздействия воды. Чем круче откос, тем больший гидравлический уклон будет иметь уровень грунтовых вод при выходе воды на свободную поверхность откоса, и, следовательно, тем больше будет влияние фильтрационных сил. Во многих случаях за угол, составляемый гидродинамическим давлением D' с горизонтом, можно принимать угол естественного откоса грунта.

Определим условие, при котором твердые частицы грунта на поверхности откоса, подвергающегося действию фильтрационных сил, будут находиться в устойчивом состоянии. Допустим, что направление гидродинамических давлений D' совпадает с направлением откоса

(рис.17.26). Тогда силы, сдвигающие выделенный на поверхности откоса единичный объем грунта, будут равны:

$$T = Q \sin \alpha \text{ и } D' = \gamma_w n \operatorname{tg} \alpha ,$$

где $n = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon}$ - объем пор в единице объема грунта; γ_w - удельный вес воды.

Силы, удерживающие рассматриваемый элемент грунта на поверхности откоса, будут:

$$T' = N f = Q \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi .$$

При этом:

$$Q = \gamma_0 \cdot l ,$$

где γ_0 - удельный вес грунта, облегченный весом вытесненной воды.

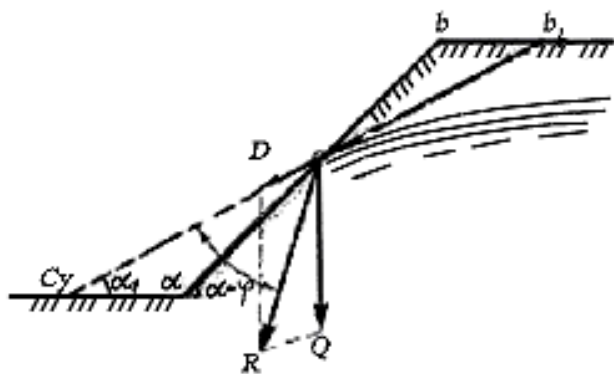


Рисунок 17.25 – Схема определения угла откоса при действии фильтрационных вод.

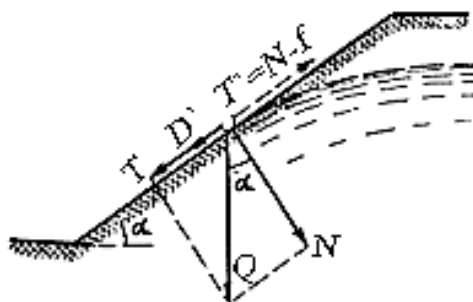


Рисунок 17.26 – Схема сил, действующих на частицу сыпучего грунта при учете фильтрационного давления.

Для устойчивого откоса сдвигающие силы должны составлять некоторую долю от удерживающих сил:

$$\gamma_w n \operatorname{tg} \alpha + \gamma_0 \sin \alpha = \frac{1}{\eta} (\gamma_0 \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi), \quad (17.32)$$

где η - коэффициент устойчивости при скольжении частиц грунта.

Отсюда получаем:

$$\eta = \frac{\gamma_0 \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi}{\gamma_w n \operatorname{tg} \alpha + \gamma_0 \sin \alpha}, \quad (17.33)$$

Если $\eta > 1$, то откос будет устойчивым.

Для оценки степени устойчивости склонов и откосов, а также для разработки и назначения наиболее эффективных противооползневых мероприятий необходимо знать форму проявления и возможность развития оползневого процесса, природную обстановку – климат, топографические особенности склона, геологическую структуру толщи склона, инженерно-геологические свойства пород, слагающих толщу, режим грунтовых вод, гидрологические особенности водотоков, омывающих склон.

На рисунке 17.27 приведены основные формы нарушения устойчивости и деформации склонов, а в таблице 17.9 - классификация по характеру и скорости их деформации.

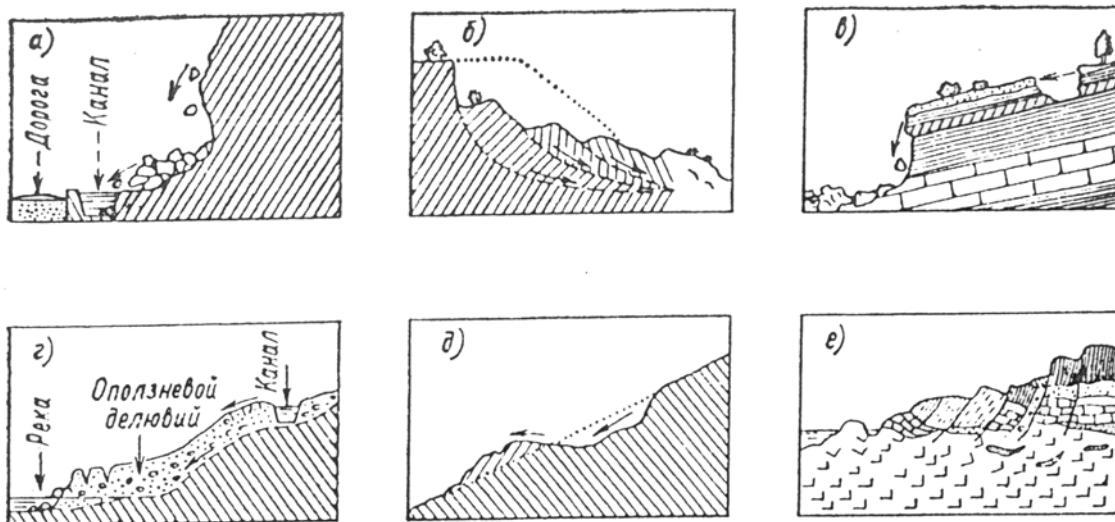


Рисунок 17.27 – Основные формы нарушения устойчивости и деформации склона: а – обвалы и вывалы; б – обрушение со срезом и вращением; в – скольжение; г – покровные оползни; д – оплывы; е – скол при просадке

Оползни всегда создавали много проблем для строительных объектов Украины и сейчас наблюдается тенденция к увеличению их числа. Необходимы дальнейшие исследования оползневых процессов и разработка надежных противооползневых мероприятий.

Всякое перемещение массива грунта вызывает механическое нарушение его структуры, что, в свою очередь, создает предпосылки для изменений физико-механических свойств грунта.

Развитие оползневого процесса всегда связано с определенными причинами, которые приведены в таблице 17.9.

Обвалы проявляются при внезапном обрушении откосов в скальных и полускальных породах при их значительной крутизне падением больших объемов породы, измеряемых миллионами кубометров.

Вывалы, в отличие от обвалов, характеризуются падением с поверхности откоса отдельных камней и блоков породы, отчлененных от скального массива трещинами.

Обрушение со срезом и вращением – это срез по некоторой поверхности смещения части грунтовой толщи, слагающей массив склона или откоса, в результате чего происходит дробление отколовшихся блоков или срез новых. Этот процесс наблюдается при перенапряжении грунтового массива и образовании в нем среза или скола определенной части толщи.

Скольжением является перемещение по наклонной плоскости скальных пород, при наличии в пластах глинистых, хлоритовых, тальковых и слюдистых сланцев. Имеет место смещение больших масс грунта, часто песка, подсыпаемого на наклонную поверхность без специальной предварительной обработки.

Покровные оползни проявляются в виде смещения некоторого массива грунта по склону под влиянием собственного веса и давления массы породы, лежащей выше по склону.

Оплывы – это нарушение устойчивости песчаных и глинистых грунтов по склону при локальном переувлажнении, динамических нагрузках, при отливах на морском берегу, спаде паводка на реках.

Скол при просадке представляет собой нарушение устойчивости грунтов в основании при проявлении деформаций в виде пучения и выпора грунта в случае возведения высоких насыпей, в слабых грунтах, нарушении устойчивости откосов и склонов при водонасыщении береговых уступов из лессовидных грунтов и провалов в закарстованных районах.

Для определения устойчивого очертания откоса при минимальном объеме земляных работ производят расчеты, основанные на результатах инженерно-геологических изысканий и исследования грунтов, слагающих откос. За расчетную модель грунтового массива, ограниченного откосом, принимают бесконечно длинное призматическое (или криволинейного очертания) тело с горизонтальными образующими, подверженное действию сил, перпендикулярных к образующим и равномерно распределенных в их направлении.

РАЗДЕЛ 4

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ГЛАВА 18

УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

18.1 Общие положения

Наряду с новым строительством производятся работы по реконструкции существующих зданий, в том числе старой застройки. Восстановление эксплуатационной пригодности таких строительных объектов часто сопровождается усилением фундаментов, которые наиболее подвержены воздействию различных неблагоприятных факторов.

В грунтах, в свою очередь, наблюдаются процессы, снижающие со временем значения их прочностных и деформационных характеристик. В таких случаях требуется усиление и грунтов основания.

Реконструкция зданий и сооружений нередко производится с заменой конструктивных элементов и оборудования с большим, чем было, весом. Это повышает напряжения в грунте и приводит к дополнительным осадкам основания.

Усилению грунтов и конструкций (в том числе фундаментов) предшествует обследование зданий, особенно с признаками повреждений. Производится общая оценка состояния строительного объекта и определяется возможность его реконструкции. Обычно без детального обследования работы по реконструкции не производятся.

18.2 Обследование фундаментов и грунтов основания

При реконструкции зданий необходимо иметь представление о геологических условиях на площадке застройки и состоянии грунтов, используемых в качестве оснований.

С этой целью выполняются инженерно-геологические изыскания, включающие следующие виды работ:

- ознакомление с архивной строительной документацией (если она сохранилась);
- устройство шурфов, а в ряде случаев и буровых скважин, с отбором

образцов грунта для лабораторных испытаний;

- определение в шурфах типа фундаментов и их технического состояния;
- исследования физико-механических свойств грунтов основания.

Полученные данные испытаний, а также сопутствующие им расчеты, позволяют установить необходимость усиления фундаментов и грунтов основания и наметить мероприятия по их осуществлению.

В случае фундаментов мелкого заложения, в шурфах, кроме отбора грунтовых образцов, определяют материал, из которого выполнен фундамент, устанавливают наличие или отсутствие повреждений, характер повреждений, если они имеются. С помощью приборов ударного или отрывного действия определяется прочность материала по состоянию на момент обследования.

В шурфах производят обмеры фундамента и глубину его заложения. Если в шурфе окажутся подземные воды, а это возможно при их высоком стоянии, необходимо замерить устоявшийся уровень подземных вод относительно дневной поверхности.

В шурфах имеется возможность произвести также натурные испытания грунтов вблизи подошвы фундамента с помощью зондов и приборов вращательного среза.

Для обследования свайных фундаментов отрывают доступные по глубине шурфы, которые позволяют определить тип свай, их сечения, размещение в ростверке.

Главной причиной ослабления оснований является повышение влажности грунтов, причем в большей степени это касается пылевато-глинистых грунтов и в меньшей мере - песчаных.

Причинами водонасыщения могут быть подъем уровня грунтовых вод, утечки воды из коммуникаций, сезонные подтопления. Наблюдается также постепенная концентрация влаги под подошвой фундаментов и при отсутствии подземных вод (табл. 18.1).

Таблица 18.1 – Изменение влажности в глинистых грунтах в зависимости от первоначального значения и срока эксплуатации здания

№ п/п	Срок эксплуатации	Естественная влажность w , %		
		в природном состоянии	под подошвой фундамента	изменение, %
	Москва			
1	5-20 лет	8,6	9,8	13,9
2	20-50 лет	12,0	13,0	8,5
3	50 лет	8,1	13,0	60,0
4	более 50 лет	8,0	12,0	50,0
	Санкт-Петербург			
1	5-20 лет	12,0	20,0	66
2	20-50 лет	22,0	40,0	81
3	более 50 лет	19,0	24,0	26

На территории, где строительство осуществляется на макропористых лессовидных грунтах, замачивание оснований приводит к просадкам, как правило, неравномерным, при которых здания приобретают повреждения, не совместимые с их нормальной эксплуатацией. Имеются сведения о том, что в таких ситуациях прочностные характеристики просадочных грунтов – угол внутреннего трения и удельное сцепление снижаются в своих значениях в 1,5-2 раза.

С другой стороны, если в грунтах основания за весь период эксплуатации строительного объекта негативные явления отсутствовали, то обжатый фундаментами грунт улучшает свои показатели. Это видно на примере уменьшения значения коэффициента пористости в грунтовых образцах, отобранных на разной глубине под подошвой фундамента в условиях отсутствия негативных явлений в основании за период эксплуатации здания (табл. 18.2).

Таблица 18.2 - Изменение коэффициента пористости e по глубине h

Глубина от подошвы фундамента в м	Изменение коэффициента пористости e по отношению к его значению в естественном состоянии по глубине заложения подошвы фундамента, %						
	Номер опыта						
	1	2	3	4	5	6	среднее значение
$h = 0$	16,0	14,0	26,0	-	18,0	16,0	16,0
$h = 0,5b$	11,0	12,0	18,0	8,0	3,5	3,0	9,25
$h = b$	3,0	4,0	3,5	0	0	0	3,5

Упрочнение основания под нагрузкой зависит от начальной плотности и вида грунта, его гранулометрического состава, величины уплотняющего давления, времени действия нагрузки.

В таблице 18.3 приведены данные, позволяющие судить, в какой мере упрочняются грунты под фундаментами здания при отсутствии факторов, неблагоприятно влияющих на грунт.

Таблица 18.3 - Изменение прочностных характеристик грунтов

Номер опыта	Характеристики	Грунты		%
		в естественном состоянии за пределами фундаментов	под подошвой фундаментов	
1	2	3	4	5
1	φ^0	18	20	11
	c , МПа	0,001	0,004	40
2	φ^0	24	25	10
	c , МПа	0,001	0,012	12

Продолжение таблицы 18.3

1	2	3	4	5
3	φ^o	25	25	-
	c , МПа	0,007	0,031	44
4	φ^o	23	23	-
	c , МПа	0,020	0,024	12
5	φ^o	24	23	-
	c , МПа	0,008	0,025	31
6	φ^o	24	27	12
	c , МПа	0,016	0,025	16

Таким образом, только исследования грунтов основания в случае реконструкции здания, позволяют определить необходимость усиления грунта или же установить отсутствие такой необходимости. При этом учитываются результаты обследования фундаментов и оценка их состояния.

18.3 Расчет оснований реконструируемых зданий

Расчет оснований реконструируемых строительных объектов носит проверочный характер. Это означает, что используются результаты обмера фундамента – ширина подошвы, глубина его заложения и глубина подвала, если он имеется. К началу расчета должны быть определены физические и механические характеристики грунта, основания, в частности удельный вес, угол внутреннего трения и удельное сцепление.

Эти данные позволяют по формуле (8.18) найти значение расчетного сопротивления грунта R и сопоставить его с давлением на грунт, которое будет передано на основание после реконструкции.

Кроме того, найденные значения коэффициента пористости, степени влажности, показателя текучести, числа пластичности позволяют определить виды грунтов, слагающих основание в пределах сжимаемой толщи, и оценить их физическое состояние.

Анализ полученных данных позволяет установить возможность реконструкции здания, не прибегая к усилению основания. Если такая возможность отсутствует, тогда необходимо усиление методами, рассмотренными в главе 18.5. Поскольку в прочных и устойчивых грунтах длительно действующие нагрузки от сооружения способствуют увеличению несущей способности основания, то возникает необходимость определить новое значение расчетного сопротивления, более высокое по сравнению с расчетным сопротивлением грунта до начала строительства.

При этом проверяется условие:

$$P \leq R m k = R' , \quad (18.1)$$

где P - давление на грунт с учетом новых повышенных нагрузок при реконструкции; m - коэффициент, учитывающий изменение физико-механических свойств грунта на основания под подошвой фундамента за период эксплуатации здания; k - коэффициент, определяемый отношением расчетной осадки S_R при давлении, равном расчетному к предельно допустимой осадке $S_{np.cp.}$; R' - расчетное сопротивление грунта с учетом длительного обжата основания фундаментами сооружения; R - расчетное сопротивление грунта, не обжатого давлением фундаментами сооружения, определяемое по формуле (8.18).

Коэффициент m , зависящий от отношения давления на основание до надстройки P_0 к расчетному сопротивлению R и определяемый с учетом следующих условий:

$$P_0/R > 80\% \quad m = 1,3,$$

$$P_0/R > 70 - 80\% \quad m = 1,15,$$

$$P_0/R < 70\% \quad m = 1.$$

Значения коэффициента k принимается по табл.18.4

Таблица 18.4 - Значения коэффициента k для различных грунтов

Грунты	Значения коэффициента k
Пески:	
крупные и средней крупности	1,4
мелкие	1,2
пылеватые	1,1
Пылевато-глинистые грунты:	
$I_L \leq 0$	1,2
$I_L \leq 0,5$ при сроке эксплуатации более 15 лет	1,1
Примечания:	
1. Указанные значения действительны при $k = \frac{S_R}{S_{np.cp.}} 100 = 20\%$.	
2. При $k = \frac{S_R}{S_{np.cp.}} 100 = 70\%$ $k = 1$.	
3. Для промежуточных значений коэффициент k принимают по интерполяции.	

Если условие (18.1) удовлетворяется, усиление основания не нужно, но необходимость определения дополнительной осадки грунта в связи с повышением нагрузок на основание при реконструкции здания остается.

В том случае, когда эффект упрочнения грунта под фундаментами длительно эксплуатируемого и подлежащего реконструкции здания отсутствует, а нагрузки будут увеличены, тогда проверочные расчеты размеров подошвы фундаментов выполняются, исходя из величины расчетного сопротивления грунта, определяемого только по формуле (8.18).

18.4 Строительство сооружений вблизи существующих зданий

Новые современные подходы к рациональному использованию городской территории послужили причиной более пристального внимания к требованиям внутриквартальной застройки, при увеличении этажности, разработке котлованов вблизи существующих сооружений. Несоблюдение этих требований создает дополнительные трудности при эксплуатации сооружений: приводит к повышенным деформациям грунтов оснований, к образованию трещин в кладке наружных и внутренних стен, перекосу проемов и лестничных маршей, к сдвигу плит перекрытий и т.д. Особенно это важно учитывать в условиях слабых грунтовых оснований, расположенных на участках с изменяющимся уровнем грунтовых вод, интенсивного движения наземного и подземного транспорта и т.д.

Проектирование и строительство новых зданий, реконструкцию существующих следует проводить в соответствии с *Временной инструкцией по устройству фундаментов вблизи существующих зданий* (ВСН 401-01-77), из которой следует, что кроме требований ДБН В.2.1.-10-2009 по соблюдению условия второй группы предельных состояний $s \leq s_u$ необходимо учитывать условие:

$$s_{ad} \leq s_{ad,u} \quad , \quad (18.2)$$

где s_{ad} - дополнительная осадка от загрузки основания существующего здания проектируемым; $s_{ad,u}$ - предельно допустимое значение совместной дополнительной деформации здания. При этом учитывается, что развитие осадок отдельно стоящего s_{ad} и примыкающего здания s_u приводит к различным результатам ($s_{ad} \neq s_u$).

Прогнозируя возникновение неравномерных деформаций (рис.18.1), нужно использовать следующие показатели:

$s_{ad,a}$ - дополнительная осадка точки a на линии примыкания нового здания к существующему; j_{ad} - дополнительный перекос существующего здания на участке примыкания; i_{ad} - дополнительный крен существующего здания в сторону нового.

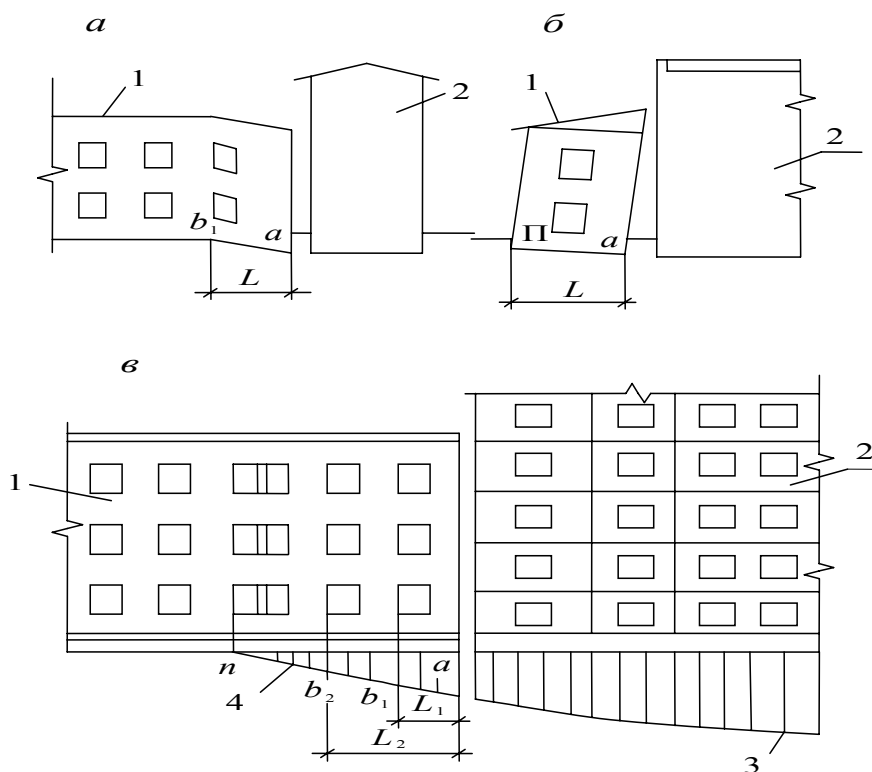


Рисунок 18.1 - Схема определения крена здания и перекоса его конструкций в результате развития дополнительной осадки: *a* – перекос конструкций здания; *б* – крен относительно возводимого здания; *в* – эпюра осадки продольной стены нового здания и дополнительной осадки существующего здания; 1 – существующее здание; 2 – возводимое (новое) здание; 3 – кривая осадки нового здания; 4 – кривая дополнительной осадки старого здания от пристройки нового здания

Дополнительный перекос определяют по формуле:

$$j_{ad} = (s_{ad,a} - s_{ad,b})/l, \quad (18.3)$$

где $s_{ad,b}$ - осадка дополнительной точки b существующего здания на расстоянии l от линии примыкания. Величину l назначают: для кирпичных и крупноблочных домов – как расстояние до ближайшего к примыканию проема, для зданий с поперечными несущими стенами – равной шагу этих стен, для каркасных зданий – шагу колонн.

Тогда дополнительный крен определяется по формуле:

$$i_{ad} = (s_{ad,a} - s_{ad,n})/L, \quad (18.4)$$

где $s_{ad,n}$ - дополнительная осадка противоположной грани здания для относительно узких зданий (блоков); L - ширина здания (или блока); для протяженных зданий L - расстояние, где $s_{ad,n}$ практически равно нулю.

Таблица 18.5 - Предельные значения дополнительных деформаций

Здания	Категория состояния (по табл.18.9)	Предельные дополнительные деформации зданий		
		наибольшая осадка $s_{ad,u}$, м	перекос $j_{ad,u}$	крен $i_{ad,u}$
Бескаркасные со стенами из кирпича или крупных блоков без армирования	I	4	0,0030	0,004
	II	3	0,0015	0,002
	III	2	0,0010	0,002
То, же с армированием или железобетонными поясами	I	6	0.0035	0,004
	II	4	0,0018	0,004
	III	3	0,0012	0,003
Бескаркасные со стенами из крупных панелей	I	4	0,0020	0,004
	II	3	0,0010	0,002
	III	2	0,0007	0,002

Предельные значения дополнительных деформаций рекомендуется устанавливать по данным таблицы 18.5. Поскольку опасность дополнительных деформаций зависит от состояния существующих зданий, в таблице 18.6 введено понятие категории состояния здания, определяемое по данным таблицы 18.6.

Таблица 18.6 - Категории состояния здания

Категория повреждения	Вид повреждения			Износ конструкции, %
	несущих стен, столбов, колонн, фундаментов	ограждающих стен	перекрытий, лестниц, сводов	
Нулевая	трещин нет	трещин нет	сдвигов и трещин нет	до 5
Первая	наклонные и вертикальные трещины в межколонных поясах и перемычках с раскрытием до 1 мм	трещины в кладке и швах между панелями с раскрытием до 1 мм	повреждений и сдвигов нет	до 20
Вторая	то же до 5 мм	то же до 5 мм	трещины в сопряжениях конструкций и сдвиги в заделке	до 40
Третья	сквозные горизонтальные и вертикальные трещины, вывалы кладки	трещины с раскрытием более 5 мм, сдвиги панелей	трещины и сдвиги в сопряжениях, разрыв анкеров	свыше 40

Примечание.

Процент физического износа конструкций зданий определяют в соответствии с "Методикой физического износа гражданских зданий" (М., 1970) и "Методикой обследования и проектирования оснований и надстройки зданий" (М., 1972).

При использовании данных таблицы 18.6 различают следующие случаи:

$s \leq s_u$, $s_{ad} \leq s_{ad,u}$ - ожидаемые осадки проектируемого и существующего зданий меньше допустимых – достаточно применения простейших мероприятий, в частности устройства осадочных швов;

$s \leq s_u$, $s_{ad} > s_{ad,u}$ - ожидаемые осадки проектируемого здания меньше допустимых, но дополнительная осадка существующего здания превышает допустимую – необходимо применение специальных мероприятий, рассмотренных ниже (устройство фундаментов с консолями, разделительный шпунт и т.п.);

$s > s_u$, $s_{ad} > s_{ad,u}$ - строительство не может быть разрешено; для возведения нового здания нужно использовать другие типы фундаментов, обеспечивающих уменьшение осадок до допустимых значений.

Мероприятия по проведению предварительных работ до разработки котлованов и траншей в непосредственной близости от существующих сооружений следующие:

1. Закрепление грунтов оснований.
2. Усиление конструктивных элементов существующих зданий (стен, перекрытий, фундаментов и др.).
3. Перенос или отключение подземных коммуникаций.
4. Проведение водопонижения в зоне работ с изменяющимся уровнем грунтовых вод.
5. Разработка технологических процессов и последовательности работ по отрывке котлована.
6. Проектирование и устройство фундаментов вблизи существующих сооружений.

При разработке котлована вблизи существующих фундаментов снижаются вертикальные и горизонтальные напряжения ниже дна котлована и рядом с ним (рис. 18.2, а), с уменьшением несущей способности основания. Это вызвано исключением боковой пригрузки. При глубине котлована, превышающей отметку расположенного фундамента, возникают отрицательные явления, способствующие развитию бокового активного давления грунта на стенку существующего фундамента, что часто приводит к подъему дна котлована (рис. 18.2, б). Изменение исходного напряженного состояния массива вызывает потерю устойчивости прифундаментного слоя грунта, примыкающего к разрабатываемому котловану.

Если среднее давление под подошвой существующего фундамента $p \leq R$ (где R - расчетное сопротивление грунта основания), то при расположении дна котлована выше на 0,5 м и более подошвы существующего фундамента выдавливание грунта из-под подошвы не произойдет (рис. 18.3).

Отсутствие шпунта или его недостаточное заглубление приводят к суффозионному разрушению грунта под фундаментом в случае открытого водоотлива из котлована (рис. 18.4).

При изменении уровня грунтовых вод также могут происходить дополнительные осадки, вызывающие неравномерное перемещение фундаментов (рис. 18.5). Подобные явления наблюдаются и при водоотливе из котлованов и траншей, находящихся на значительном расстоянии от здания (рис. 18.6).

При разработке котлована вблизи существующих строений, подверженных замачиванию от водоемов или утечки воды, необходимо предусматривать глубинное водопонижение во время производства работ при отрывке котлована и монтаже фундаментов с тщательным устройством гидроизоляции или параллельно устраивать стенку из шпунта (рис. 18.5).

В случае строительства новых зданий вблизи существующих происходит дополнительное уплотнение грунта, которое способствует увеличению в нем напряжений (рис. 18.7). Такие явления наблюдаются также и при складировании материалов вблизи строящихся зданий (рис. 18.8).

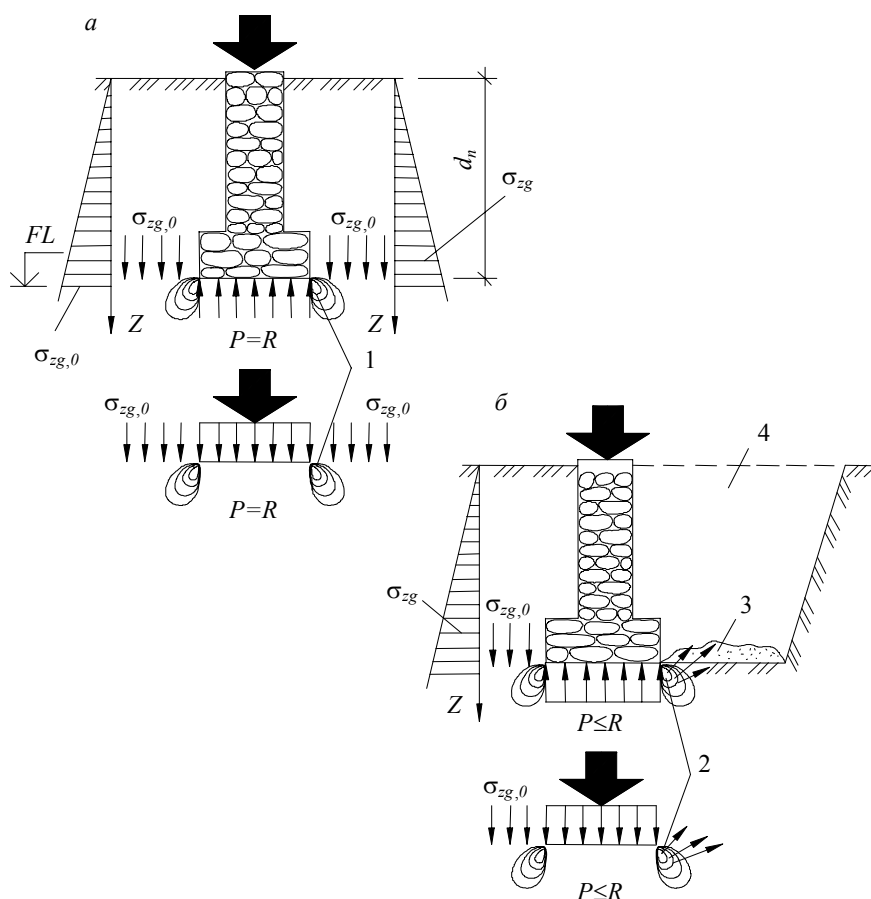


Рисунок 18.2 - Вертикальные напряжения в основании сооружений:

a – до разработки соседнего котлована; *б* – после разработки;

1 – зоны пластических деформаций грунта; 2 – зоны возможного выпора грунта; 3 – подъем дна котлована; 4 – котлован, выкопанный возле фундамента

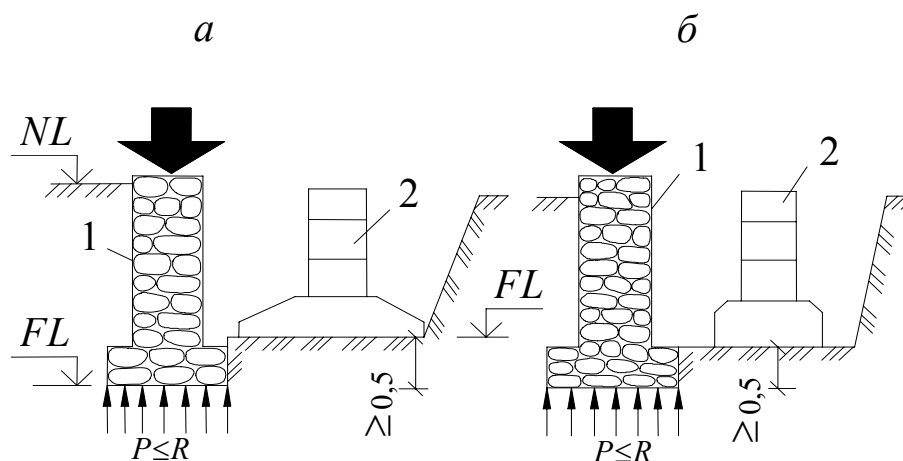


Рисунок 18.3 - Расположение существующих (1) и проектируемых (2) фундаментов, при котором исключается выдавливание грунта: *а* – примыкание фундаментов вплотную; *б* – примыкание фундаментов при незначительном удалении

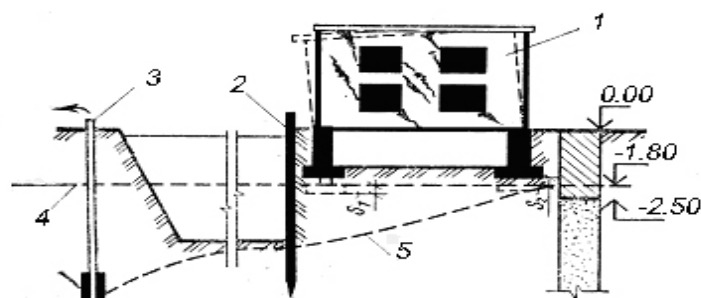


Рисунок 18.4 - Суффозионное разрушение грунта под существующими фундаментами при открытом водоотливе: *а* – без ограждающего шпунта; *б* – при шпунте, не забитом до водоупора или недостаточно заглубленном ниже дна котлована; 1 – существующий фундамент; 2 – котлован возводимого здания; 3 – области возможного образования пустот; 4 – грифоны; 5 – насос; 6 – шпунт; *h* – глубина погружения шпунта ниже отметки дна котлована

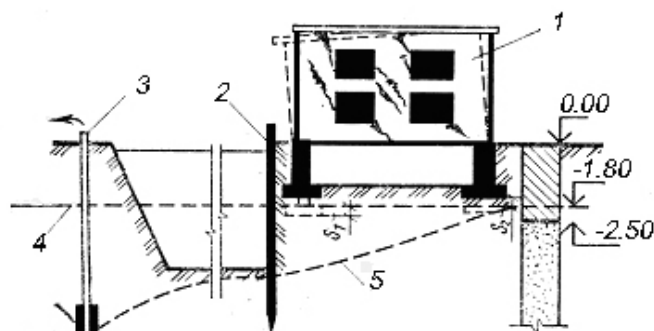


Рисунок 18.5 - Деформация здания вследствие понижения уровня подземных вод иглофильтровой установкой: 1 – здание; 2 – шпунт; 3 – иглофильтр; 4 – уровень подземных вод до водопонижения; 5 – то же после водопонижения

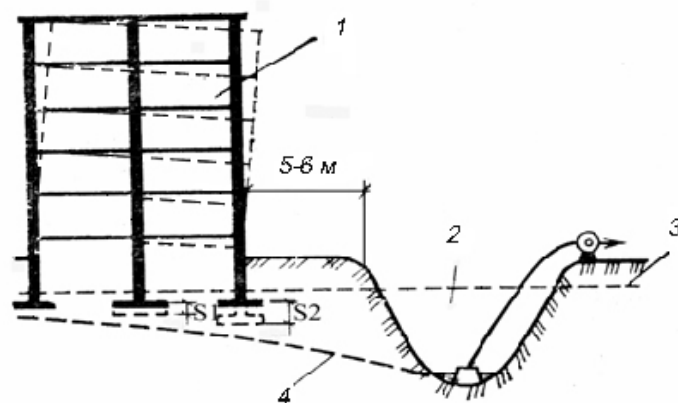


Рисунок 18.6 - Деформация жилого дома, вызванная открытым водоотливом из смежной с ним траншеи: 1 – жилой дом; 2 – траншея; 3 – уровень подземных вод до откачки; 4 – то же, после откачки

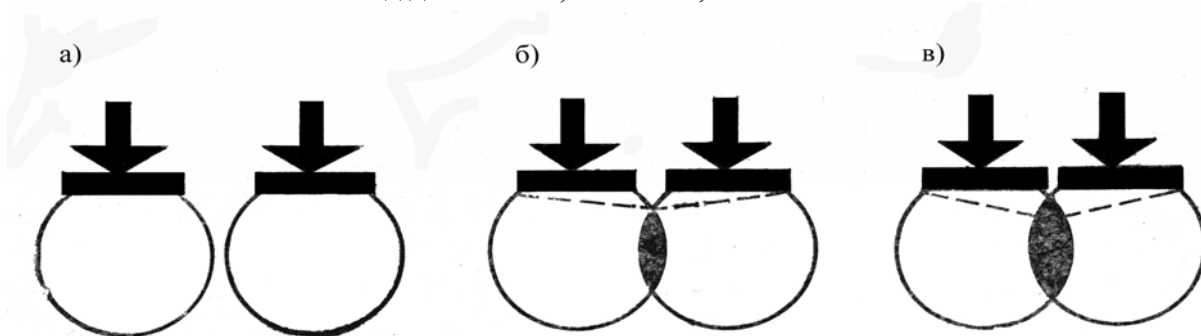


Рисунок 18.7 - Взаимное влияние двух фундаментов зданий:
а – зоны напряжений не перекрываются; б, в – зоны напряжений перекрываются

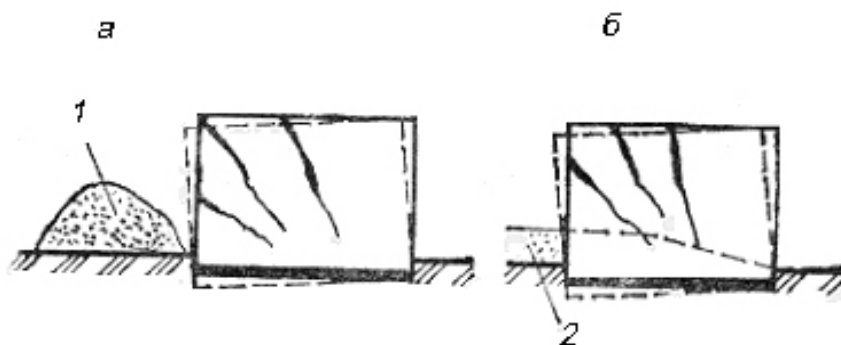


Рисунок 18.8 - Развитие дополнительной осадки от размещенных материалов (а) и устройства искусственной насыпи (б): 1 – материалы; 2 – насыпь

Строительство нового здания вблизи существующего может вызывать дополнительную осадку поверхности грунта, если новые нагрузки на основание будут больше нагрузок, передаваемых существующим зданием (рис. 18.9). На напряженное состояние грунтового основания существующего здания будут также оказывать влияние близко расположенные здания в зависимости от времени загрузки основания (рис.18.10).

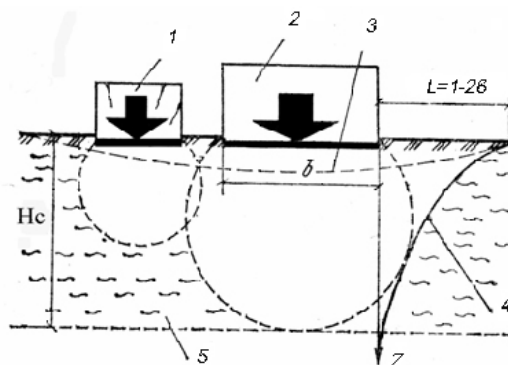


Рисунок 18.9 - Осадка поверхности грунта: 1 – существующее здание; 2 – возводимое здание; 3 – воронка оседания; 4 – эпюра осадки; 5 – сильносжимаемый грунт

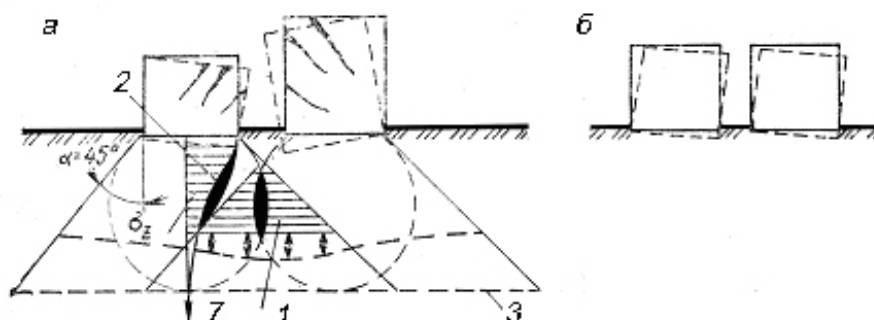


Рисунок 18.10 - Взаимное влияние близко расположенных зданий в зависимости от времени загрузки оснований: а – одновременно; б – последовательно; 1 – зона влияния напряжений; 2 – дополнительные нормальные вертикальные напряжения; 3 – нижняя граница сжимаемой зоны

На деформацию зданий и оснований влияют время разработки котлована и устройства фундаментов, динамическое действие механизмов при производстве работ (рис. 18.11).

Сюда относятся также допускаемые ошибки и нарушения правил проведения работ вблизи существующих сооружений:

- отсутствие утепления дна котлована в зимний период (рис. 18.11, а);
- разработка грунта на большую глубину вблизи существующих фундаментов, которая может привести к его выпиранию из-под фундамента (рис. 18.11, б);
- проведение рыхления мерзлого грунта или разрушения старых фундаментов тяжелыми ударными механизмами (рис. 18.11, в);
- использование при разработке котлована и удалении из него разбираемых старых фундаментов экскаватора, создающего интенсивные динамические воздействия (рис. 18.11, г).

В сложных инженерно-геологических условиях эффективным является применение свайных фундаментов под новые сооружения. Но в стесненных условиях застроенной территории погружение свай и ограждающих шпунтовых элементов создает дополнительные осадки и сотрясения зданий, а также выпор грунта. Поэтому при разработке проекта необходимо

учитывать степень опасности влияния динамических воздействий и вибрации на сооружения. Для этого проводят подробный анализ инженерно-геологических условий территории с учетом дополнительных сведений (вид грунтовых напластований, наличия подземных вод или утечка их из коммуникаций, метод погружения свай – забивкой или задавливанием) (рис. 18.12).

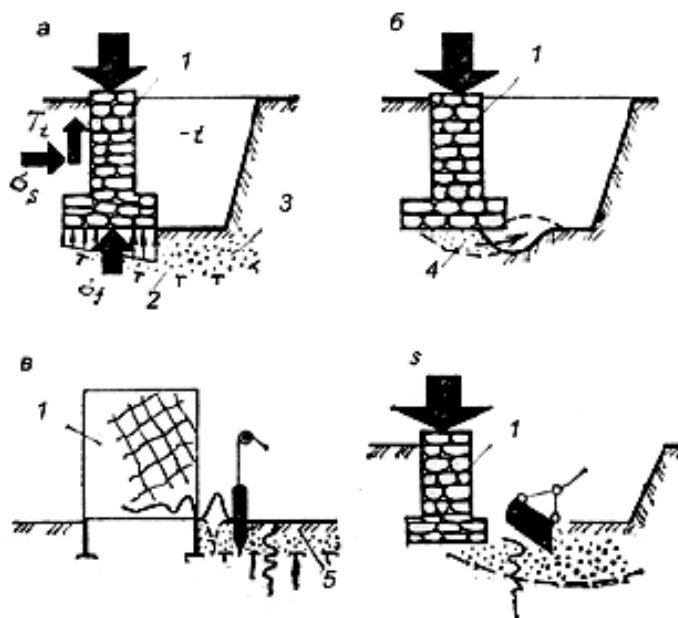


Рисунок 18.11 - Нарушение естественного состояния грунта при производстве работ по устройству фундаментов: а – промораживание грунта; б – перебор грунта; в, г – динамическое воздействие механизмов: 1 - существующий фундамент; 2 – граница сезонного промерзания грунта; 3 – мерзлый грунт; 4 – выдавливание грунта; σ_s и σ_f - нормальные напряжения по боковой поверхности и по подошве фундамента; T_t - суммарная касательная сила выпучивания

Для снижения уровня колебаний целесообразно уменьшить частоту ударов и высоту падения молота, увеличить его вес, а также сократить время "отдыха" свай в процессе забивки. Более приемлемыми являются способы погружения свай в лидерные скважины, в тиксотропной рубашке, с помощью вдавливания и др.

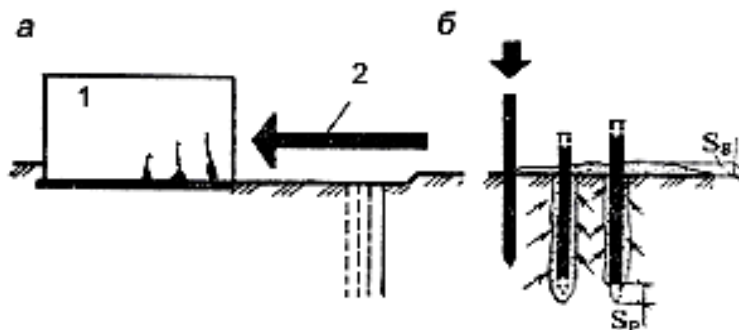


Рисунок 18.12 - Влияние забивки свай на техническое состояние существующих зданий (а) и подъем ранее погруженных свай при забивке последующих (б): 1 – существующее здание; 2 – направление фронта работ при забивке свай

При погружении свай в глинистые грунты нередко происходит подъем грунта и ранее забитых свай. Это чаще всего наблюдается на значительном расстоянии от существующего здания при забивке свай с приближением к нему. В результате поднимаются полы (выполненные по грунту) в подвале или на первом этаже (без подвальных зданий), фундаменты мелкого заложения, а также свайные фундаменты (рис. 18.13), развиваются деформации несущих конструкций верхнего строения.

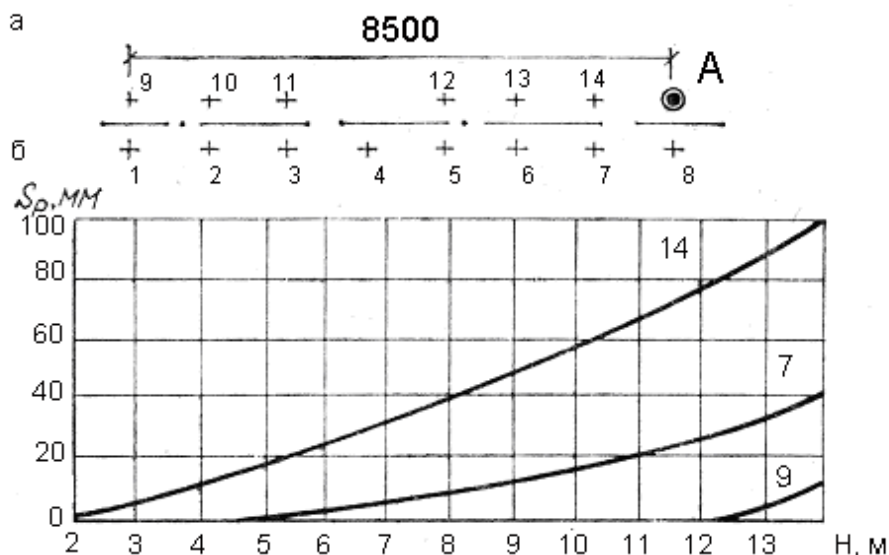


Рисунок 18.13 - Подъем ранее забитых свай при погружении последующих: а – план размещения свай; б – подъем свай; А – погружаемая свая; 1-14 - номера свай

Несущая способность ранее забитых свай зависит от их подъема при погружении последующих свай. Это объясняется тем, что свая при погружении в грунт выдавливает его в стороны, а так как сопротивление грунта смещению в стороны в ряде случаев больше, чем вверх, то грунт выпирает вверх, увлекая за собой ранее забитые сваи (рис. 18.13, б). У свай, поднятой грунтом, контакт между нижним концом и грунтом нарушается. Полость под острием, по-видимому, заполняется грунтом с нарушенной структурой, сжимаемость которого намного больше, чем сжимаемость грунта в естественном состоянии.

Величина подъема ранее забитых свай зависит от показателя текучести грунта, размеров погружаемых свай, плотности свайного поля, грунтовых условий, скорости и способа погружения и др. На рисунке 18.13, б показан подъем свай на одной из площадок при забивке свай А на разную глубину. Колебания грунта при забивке свай и осадки рядом находящихся зданий зависят от глубины погружения свай, расстояния до точки регистрации колебаний, высоты падения молота, частоты сбрасывания, а также "отдыха" свай в процессе их погружения. Поэтому в последние годы при возведении фундаментов вблизи существующих строений наряду с устройством свайных

фундаментов получили распространение способы "стена в грунте" и "опускного" колодца. Для удержания стенок котлована от разрушения стали применять грунтовые анкеры. Примеры их использования приведены в главе 14.4.

Как уже отмечалось, проектирование фундаментов нового здания вблизи существующего связано с расчетами оснований обоих строительных объектов. Если результаты расчетов подтверждают условие $s \leq s_u$ и $s_{ad} < s_{ad,u}$, тогда между новыми и существующими фундаментами достаточно устроить осадочный шов. Рассматривая тип проектируемого здания и состояние существующих рядом сооружений по предельно допустимым деформациям (табл. 18.5, 18.6), и если условие $s \leq s_u$; $s_{ad} < s_{ad,u}$ выполняется, то можно принимать как окончательное решение применение простейших мероприятий с устройством осадочных швов. При этом следует учитывать условия расположения нового здания относительно существующих. Так, если грунты на площадке строительства ранее не были загружены какой-либо нагрузкой, то новое здание в месте примыкания к существующему будет давать меньшие осадки, чем на свободной территории. Но при этом нужно учитывать время загрузки этих грунтов – одновременное или с некоторым разрывом во времени (рис. 18.10).

Не следует производить подсыпку на месте строительства нового здания в период планировки территории, так как это может вызвать дополнительную осадку как существующих, так и проектируемых сооружений.

Если давление на грунт проектируемого здания не превышает давлений от существующих зданий, то его можно располагать на расстоянии $L > H_c$, где H_c - высота существующего здания. При необходимости расположения фундаментов на расстоянии $L \geq 0,5 H_c$ учитывают инженерно-геологические условия строительной площадки, конструкции фундаментов, способ разработки грунта, порядок монтажа здания и ряд других факторов (рис. 18.14).

Наибольшая неравномерность осадок территории, примыкающей к застраиваемой под новое здание, проявляется на расстоянии до $0,2 H_c$ от возводимого здания.

Как видно из рисунка 18.14, в наиболее неблагоприятном положении находится зона *A*, на которую вновь возводимое сооружение будет оказывать существенное влияние. В пределах 2,0-6,0 м для жилых бескаркасных зданий развиваются наиболее значительные повреждения конструкций, особенно в продольных стенах. В зоне *B* возникают перекосы конструкций с образованием в стенах наклонных трещин и крена здания.

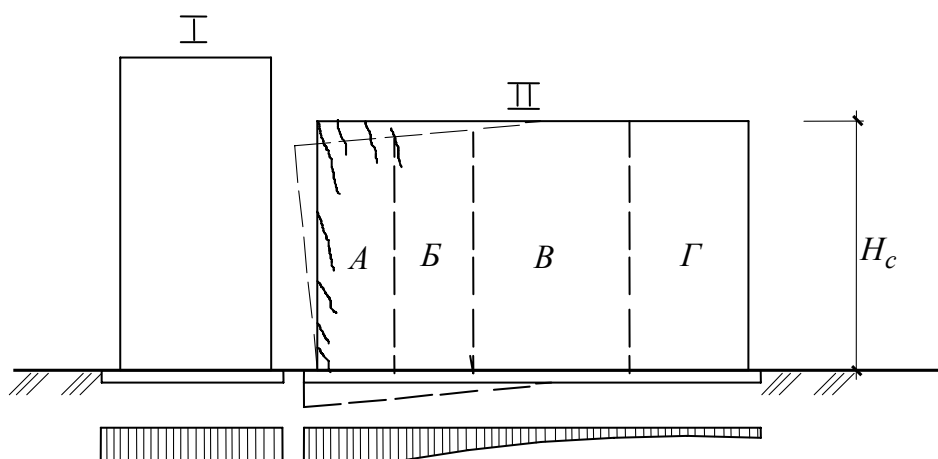


Рисунок 18.14 - Схема силового воздействия строящегося здания (I) на уже существующее (II), расположенное в пределах воронки оседания

В зависимости от ожидаемых осадок нового и дополнительных осадок существующих зданий определяют минимально допустимый разрыв между краями новых и существующих фундаментов. Если по архитектурно-планировочным соображениям возникает необходимость плотного примыкания сооружения, то следует предусмотреть устройство осадочных швов в надземной части и разрыва между новыми и старыми фундаментами. При соблюдении определенных требований, обеспечивающих нормальную эксплуатацию и проведение строительных работ, можно разрешать плотное примыкание к существующим строениям. Однако нежелательно примыкание сложных в плане зданий к существующим (рис. 18.15). Лучше располагать новые ленточные фундаменты перпендикулярно к линии примыкания.

Если новое и старое здания примыкают друг к другу торцами, то дополнительная осадка основания существующего здания приводит к изменению формы изгиба торца, а при значительном развитии осадки в торцовом участке этого здания может образоваться выгиб (рис. 18.15, а).

Если ожидаемые дополнительные осадки существующих зданий превосходят $s_{ad,u}$ (табл. 18.5), нужно уменьшить дополнительную осадку, т.е. снизить влияние строящегося здания на существующее. Для этого необходимо принимать следующие меры:

- между новым и старым зданиями устраивать шпунтовую стенку;
- передать нагрузку от нового здания на основание подстилающих грунтов через сваи различных конструкций;
- провести упрочнение грунтового основания методами силикатизации, смолизации и др.;
- провести усиление конструкций существующих зданий из расчета ожидаемых неравномерных осадок;
- предусмотреть мероприятия по выравниванию (выправлению) участков старого здания в случае дополнительной осадки.

Для зданий с повреждениями (табл. 18.6) второй и третьей категории и износом более 40% новое строительство без вышеприведенных мероприятий недопустимо.

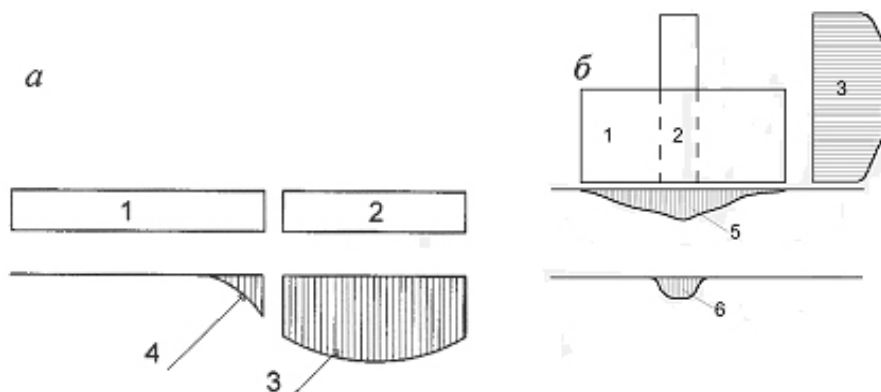


Рисунок 18.15 - Развитие дополнительных осадок при различном устройстве примыкания зданий: *а* – торцами; *б* – к продольной стене: 1 – существующее здание; 2 – новое здание; 3 – эпюра осадки нового здания; 4 – эпюра дополнительной осадки старого здания; 5 – то же по оси *В*; 6 – то же по оси *А*

При назначении ширины осадочного шва t_j между стенками нового и существующего здания в расчет принимается только наклон конструкций существующего здания с учетом его высоты (рис.18.16).

В зависимости от характера перемещения ранее построенного здания, типа фундамента и конструкций фундамента практикуется консольное примыкание к существующим фундаментам новых зданий (рис. 18.17).

Применение разъединительного шпунта 3 (рис. 18.19) является одной из форм защиты конструкций существующих зданий. Разъединительный шпунт в устройстве примыкания зданий является важным элементом, повышающим устойчивость основания, хотя он дорогостоящий и требует значительного количества металла. С помощью шпунтовых ограждений обеспечивается:

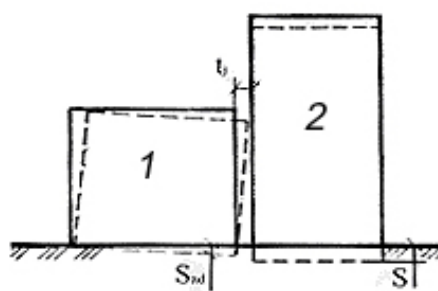


Рисунок 18.16 - Определение ширины осадочного шва между зданиями: 1 - здание ранней постройки; 2- новое здание

– стабилизация уровня подземных вод на исходных отметках при водоотливе из разработанных котлованов, предотвращение развития плывуных явлений и суффозии;

– значительное уменьшение дополнительных осадок территории, окружающей проектируемые здания.

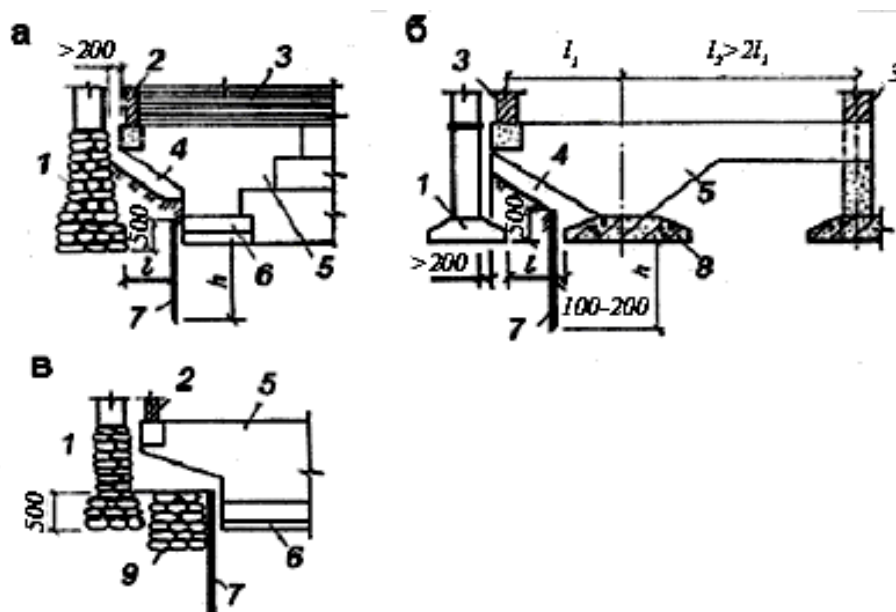


Рисунок 18.17 - Консольное примыкание к существующим фундаментам новых зданий:

а – с продольными несущими стенами; б – с поперечными несущими стенами; в – с сохранением фундамента разобранного здания: 1 – существующий фундамент; 2 – ограждающая стена; 3 – несущая стена; 4 – зазор; 5 – монолитная часть стены фундамента с консолью; 6 – уширение подошвы фундамента; 7 – шпунт; 8 – поперечный ленточный фундамент; 9 – сохраняемая часть старого фундамента

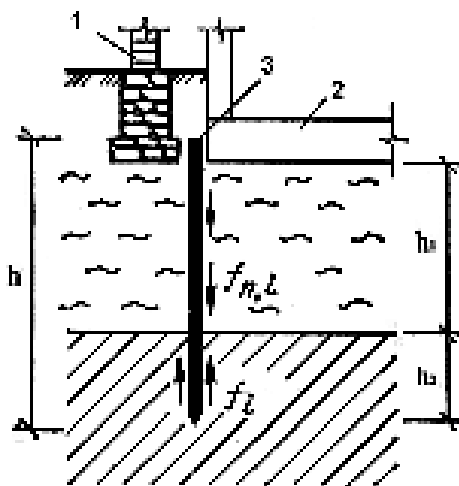


Рисунок 18.18 - Разъединительная шпунтовая стенка: 1 – фундамент существующего здания; 2 – фундамент строящегося здания; 3 – разъединительный шпунт

Разъединительную шпунтовую стенку устраивают вдоль линии примыкания возводимого здания к существующему (рис.18.18, 18.19). Она должна входить в плотный слой грунта на глубину, при которой силы трения,

удерживающие шпунт от выдавливания, были бы больше сил отрицательного трения, вызывающих перемещение его в грунт основания.

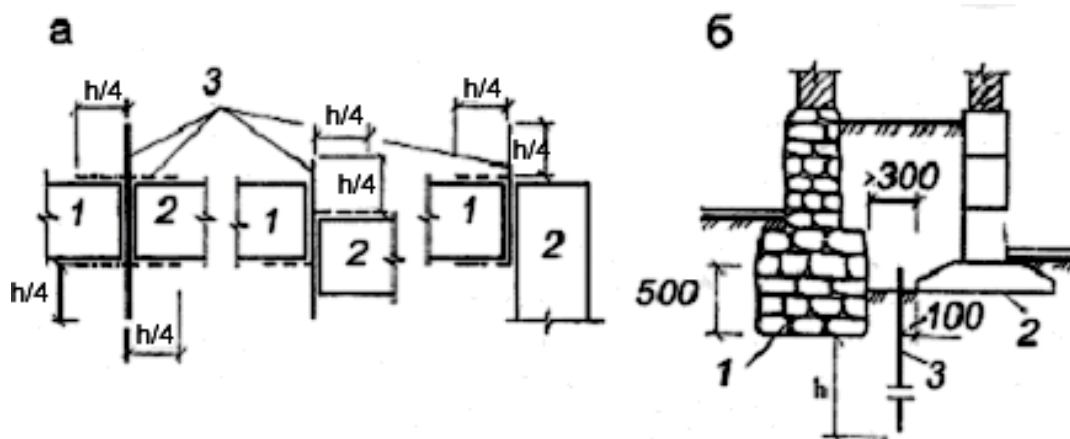


Рисунок 18.19 - Расположение разделительной шпунтовой стенки:
а – план (сплошная, пунктирная и штрихпунктирная линии – различные варианты); *б* – разрез; 1 – существующее здание; 2 – строящееся здание; 3 – разъединительный шпунт

18.5 Основные методы усиления оснований и фундаментов

Если проверочные расчеты и результаты обследований свидетельствуют о необходимости усиления фундаментов или грунтов основания, тогда приступают к выбору мероприятий, позволяющих провести усиление с минимальными затратами. Существует несколько приемов усиления оснований и фундаментов. К ним относятся: уширение подошвы, увеличение глубины ее заложения, пересадка фундамента на сваи, возвращение фундамента, смещенного в сторону, в проектное положение; закрепление кладки фундамента, взятие кладки в обойму, закрепление грунтов основания.

Выбирая способ усиления фундаментов или грунтов, нужно учитывать состояние здания или сооружения в целом: условия эксплуатации, предполагаемые особенности работы фундамента в зависимости от увеличения нагрузок, назначения функционирования здания в комплексе с местными условиями (влияние соседних зданий и сооружений, транспорта, прохождение коммуникаций и т.д.). Во всех случаях принятая технология усиления должна обеспечивать длительную и надежную эксплуатацию здания с учетом геотехнического прогноза.

Если при вскрытии фундамента отмечено его неудовлетворительное состояние (механические повреждения, наличие трещин, расслоение и растрескивание тела) фундамент целесообразно укрепить путем инъекции цементного раствора или синтетическими смолами. Для этого в теле фундамента бурят перфораторами шпуров или пробивают отверстия для установки инъекторов. Расстояние между ними вдоль ленточного

фундамента должно быть 50-100 см, глубина погружения иньектора в кладку - до половины ширины фундамента. В отверстие вводят иньектор, через который под давлением 0,2-0,6 МПа нагнетают жидкий цементный раствор. Раствор заполняет пространство вокруг иньектора диаметром 0,6-1,2 м (рис.18.20). Обычно число точек иньекции зависит от степени разрушения кладки фундамента.

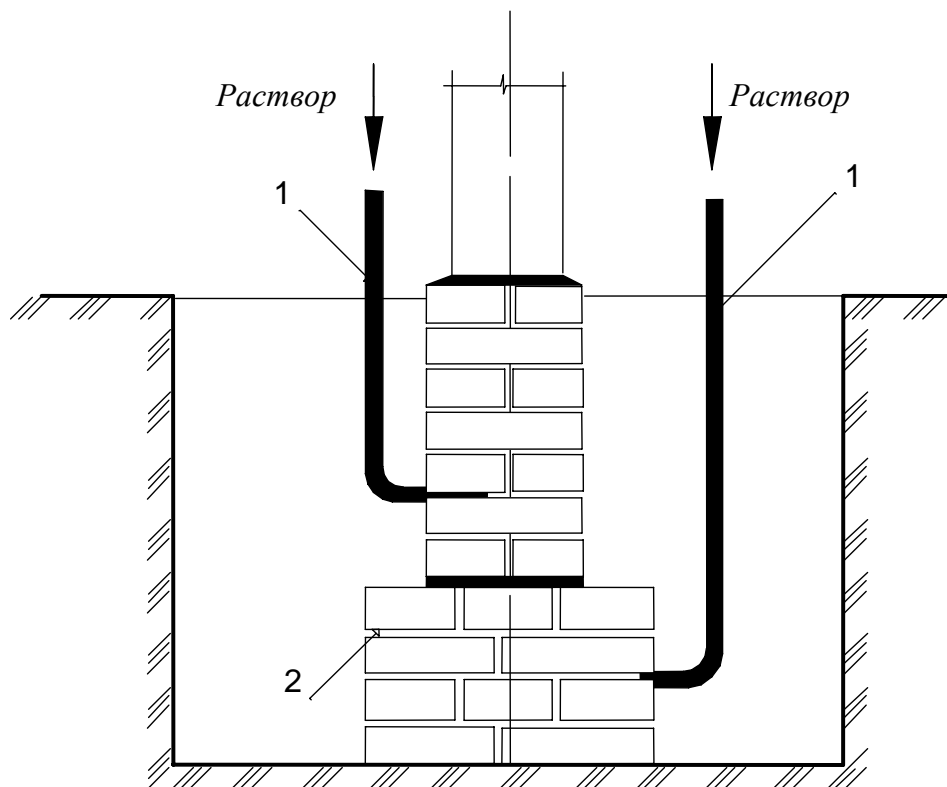


Рисунок 18.20 - Укрепление кладки старого фундамента:
1 – иньектор; 2 – швы кладки

Работу по закреплению тела фундамента ведут захватками длиной 2,0-2,5 м, нагнетание длится до тех пор, пока в течение последних 10-15 мин раствор уже поглощается телом фундамента. Консистенция используемых растворов (цемент - вода) должна соответствовать соотношению 1 : 1 при марке цемента 300-400.

Во время реконструкции часто возникает необходимость в более капитальных работах по укреплению деформировавшихся или ослабленных фундаментов, когда нужно провести сплошное бетонирование с добавочным армированием. Бетонирование может осуществлять как с одной, так и с двух сторон (рис.18.21, б), при этом возможно уширение фундамента на 20-30 см с каждой стороны.

Чтобы необжатые нагрузкой грунты основания под уширенной частью фундамента включились в работу, необходимо повысить их несущую

способность. Это достигается путем втрамбовывания в грунт щебня или гравелистого песка, который отсыпают слоями толщиной 5-10 см.

Для связи с фундаментом обойму анкеруют стержнями диаметром 20 мм (рис.18.21, б) через 1,0-1,5 м. Железобетонную обойму армируют сеткой с ячейками 15х15 см с нижней стороны и 10х10 см – в верхней части. Стойки обоймы выполняют из уголков или швеллера. Один конец стоек заделывают в бетонный пол подвала, другой приваривают к анкерам. Анкера крепят в тело фундамента.

При устройстве обойм следят за обеспечением прочного сцепления нового бетона со старым. Для этого очищают поверхность усиливаемого фундамента от пыли, сажи, масла, химических веществ путем промывки водой или химическим составом, механической обработкой поверхности для обеспечения ее шероховатости.

Для усиления железобетонных фундаментов нужно также проверить состояние арматуры после вскрытия защитного слоя бетона, для чего путем простукивания установить качество сцепления арматуры с бетоном. Для лучшего сцепления старого бетона с новым его надо очистить на глубину 1,0-1,5 см. Очищенную поверхность увлажняют, подсушивают и бетонируют, формируя бетонную обойму.

При реконструкции производственных зданий часто возникает необходимость усиления эксплуатируемых и поврежденных трещинами фундаментов под новое техническое оборудование или для установки машин с динамическими нагрузками. В этом случае устранение возникших дефектов сопряжено со значительными трудностями, связанными с остановкой производства для ремонта фундаментов. Вначале производят разделку трещин шириной 35-40 мм дисковой пилой или отбойным молотком на глубину 60-70 мм. Вдоль разделанных трещин перфоратором пробуривают отверстия с шагом 0,5-0,7 м на глубину 100-150 мм, в которые устанавливают инъекторы из металлических трубок. Затем трубки с поверхности фундамента герметизируют раствором на расширяющемся цементе марки 400. После твердения раствора производят продувку трещин горячим водяным паром для удаления масел и химических загрязнителей, после чего сушат. Затем трещины под давлением 0,6-1,2 МПа заполняют синтетическими смолами. При недостаточной несущей способности грунтов основания увеличивают площадь фундаментов. Для этого усиливаемый ленточный фундамент разбивают на захватки длиной 1,5-2,0 м. На этих участках отрывают вручную траншею шириной 1,2-2,0 м до подошвы.

После этого в фундамент забивают металлические штыри, устанавливают опалубку и бетонируют уширение (рис.18.21, в, г). Вокруг фундамента могут оказаться разрыхленные или сильно увлажненные участки грунта, поэтому их предварительно уплотняют, утрамбовывая щебень или гравий.

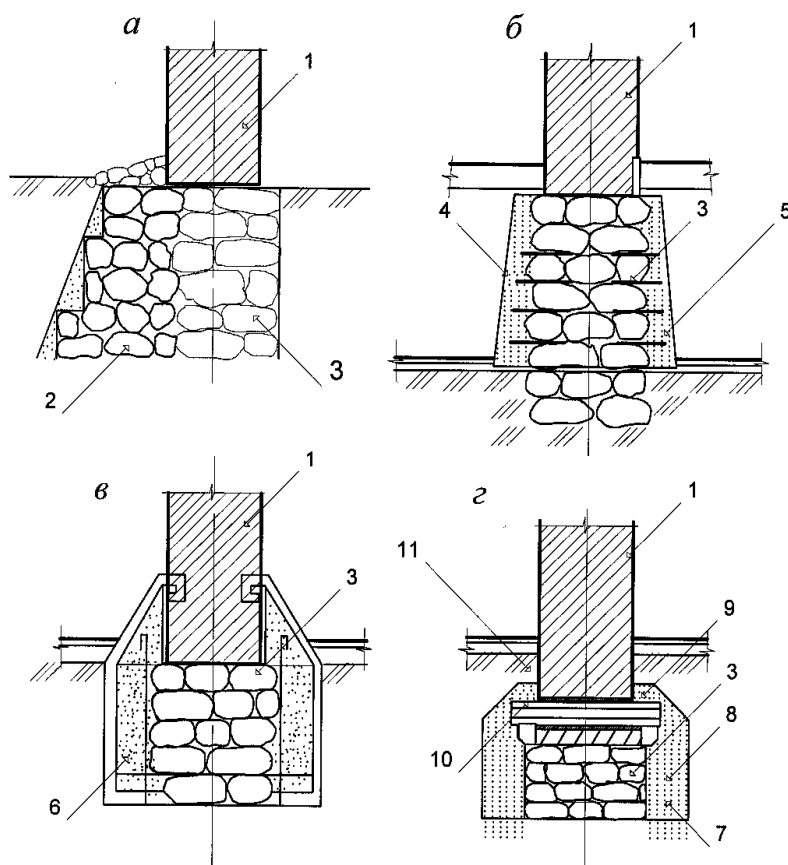


Рисунок 18.21 - Традиционные технологии усиления фундаментов:

а – прикладкой вперевязку; *б, г* – бетонными обоймами; *в* – железобетонными обоймами;

1 – стена; 2 – новая кладка вперевязку со старой; 3 – старая кладка; 4 – металлические штыри; 5 – бетонная обойма; 6 – железобетонная обойма; 7 – щебеночная подготовка; 8 – бетонные банкетки; 9 – рабочая балка; 10 – распределительная балка; 11 – зачеканка литым бетоном

Метод предложенный Н. И. Страбахиным, предварительного уплотнения грунтов (рис.18.22), заключается в установлении с двух сторон существующего фундамента дополнительных железобетонных сборных блоков уширения, нижнюю часть которых стягивают анкерами из арматурной стали, пропущенными сквозь блоки и существующие фундаменты. Верхнюю часть блоков разжимают забивными клиньями или домкратами. В результате блоки поворачиваются вокруг нижней закрепленной анкерами точки и своей подошвой обжимают неуплотненный грунт нового основания.

При недостаточной несущей способности грунтов основания увеличивают площадь фундаментов путем дополнительного расширения их размеров бетонными обоймами (рис. 18.21). Для этого необходимо соединить существующий фундамент с дополнительными элементами – обоймами, банкетками.

Подобше фундаментов отдельно стоящих опор целесообразно расширять одновременно с устройством обшмы вокруг колонны. Эту обшму обычно делают из металла.

В мировой и отечественной практике стали широко применять новые технологии усиления оснований и фундаментов, в основу которых положена высокая степень механизации работ. В каждом конкретном случае могут быть подобраны свои технологические приемы в зависимости от грунтовых условий, конструктивных особенностей здания,

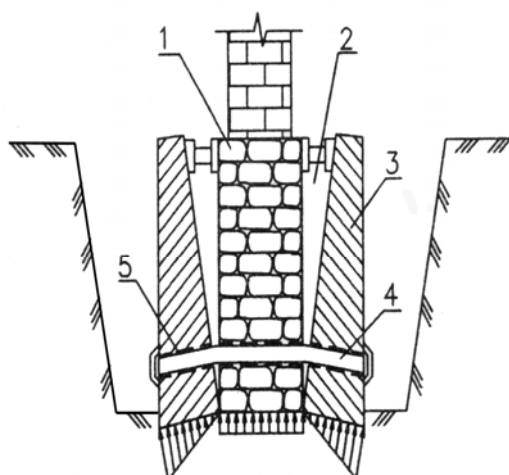


Рисунок 18.22 - Усиление фундаментов дополнительными блоками, обжимающими грунты оснований при их повороте: 1 – существующий фундамент; 2 – щель, раскрываемая при повороте блоков; 3 – железобетонный блок; 4 – анкерное крепление; 5 – отверстия для анкеров

расположения подземных коммуникаций, прокладки метро, а также гидрогеологических условий площадки.

Один из таких технологических приемов заключается в подводке на уровне подвала железобетонной плиты 2 (рис. 18.23, а), закрепленной в теле фундамента. Чтоб плита включилась в работу, под нее инъецируют цементный раствор для опрессовки верхних слоев грунта или соединяют со сваями, задавливаемыми в грунт (рис. 18.23, б).

Подводка под здание фундаментной плиты снимает давление на грунты и является одним из эффективных способов увеличения площади фундаментов. В ряде случаев опорную площадь фундаментов можно увеличить за счет сборных плит, устраиваемых в подвале здания (рис. 18.24, а). При этом нагрузки на плиты передаются через рамные конструкции, упирающиеся в перекрытие. Недостатком этого способа является проведение работ в стесненных условиях и применение специального оборудования при монтаже.

Рядом фирм предлагается устройство выносных консолей и железобетонных плит (рис. 18.24, б), а также устройство короткой свайшпоры железобетонной плиты.

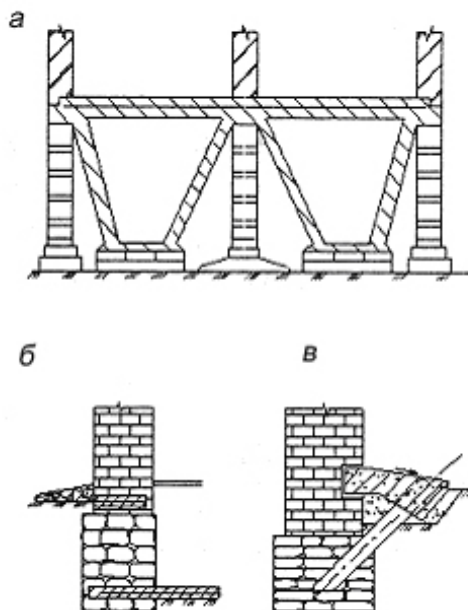


Рисунок 18.24 –
Усовершенствованные методы
усиления фундаментов:
на основе традиционных: *а* –
устройство сборных или
монолитных рам в подвале; *б, в* –
выносные консоли и плиты

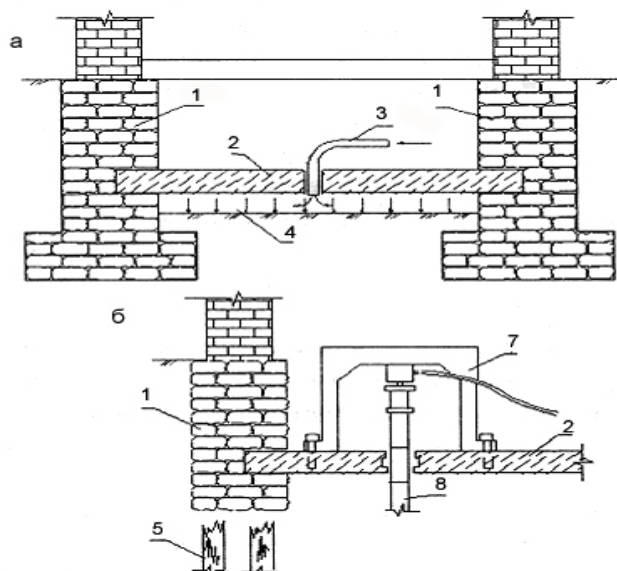


Рисунок 18.23 - Увеличение опорной площади с помощью монолитной железобетонной плиты: *а* – с опрессовкой грунта; *б* – с подведением многосекционных свай вдавливания; 1 – существующий фундамент; 2 – железобетонная плита; 3 – труба для инъекции расширяющегося цементного раствора; 4 – цементный раствор между плитой и грунтом; 5 – сгнившие деревянные сваи; 6 – домкрат; 7 – опорное коромысло; 8 – вдавливаемые сваи

Чтобы исключить нежелательные для существующих зданий динамические воздействия, применяют погружение элементов свай вдавливанием (рис. 18.25, *а, б*). В Финляндии, Швеции, Венгрии получили распространение многосекционные сваи типа "Мера" для усиления оснований и фундаментов. Они могут быть круглого или квадратного сечения с массой

элемента до 100 кг, длиной до 100 см. В стесненных условиях их можно легко перемещать перекачиванием. Нижний, первый элемент с заостренным наконечником погружают домкратом. Упором служит распределительная железобетонная балка. Нарращивание сборных стыкованных элементов производят до тех пор, пока острое не достигнет плотных грунтов, что обеспечивает необходимую несущую способность системы в целом. После погружения сваи до проектной отметки под нагрузкой, превышающей расчетную в 1,5-1,8 раза, ее заклинивают специальными стойками.

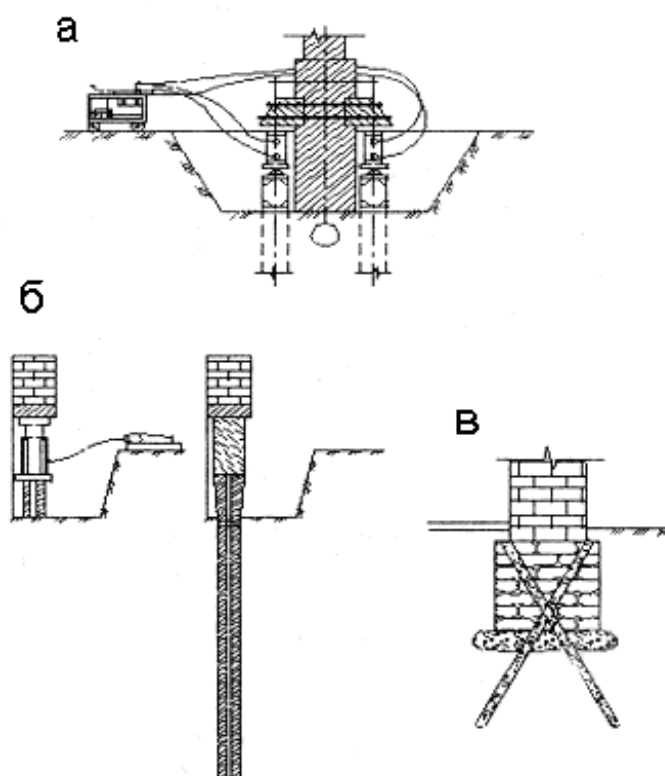


Рисунок 18.25 - Усиление фундаментов с использованием свай:

а – многосекционные сваи вдавливания с двухсторонней балкой-упором; *б* – вдавливание свай под стену или подошву фундамента; *в* – буройнъекционные сваи с контактным слоем

В практике усиления широко применяют вертикальные, и наклонные буройнъекционные сваи (рис.18.25, *в*). За рубежом они известны как корневидные, так как по длине имеют неровную поверхность. Технология работ с ними заключается в следующем. Бурят скважину диаметром 80-250 мм. Вертикальные или наклонные скважины выполняют станками вращательного бурения непосредственно через стены и фундаменты усиливаемых сооружений прямо с тротуара. Имеется большой выбор малогабаритных буровых станков, которые могут быть использованы для этих целей. После бурения до проектной глубины буровой механизм извлекают, скважину заполняют глинистым раствором, секциями опускают

арматурный каркас. Затем в скважину опускают инъекционную трубу диаметром 25-30 мм из звеньев длиной 100-250 см, соединенных муфтами, и под давлением закачивают цементно-песчаный раствор. Глинистый раствор из скважины вытесняется и скважина с цементно-песчаным раствором опрессовывается сжатым воздухом. Таким методом были успешно реконструированы здания МХАТ и Государственной Третьяковской галереи в Москве, ряд сооружений в Санкт-Петербурге и в Украине (Киев, Львов). Вышеприведенный метод усиления оснований и фундаментов позволяет, используя малогабаритное оборудование, вести работы в помещениях, не затрудняя их функционирования при минимальных затратах труда, с низким расходом материалов. Вместе с тем этот метод имеет и недостатки. К ним относятся:

- недостаточно изучена работа свай в слабых грунтах;
- низкая несущая способность этих свай из-за небольших габаритов – диаметра и длины;
- неопределенность формы и сечений по длине свай.

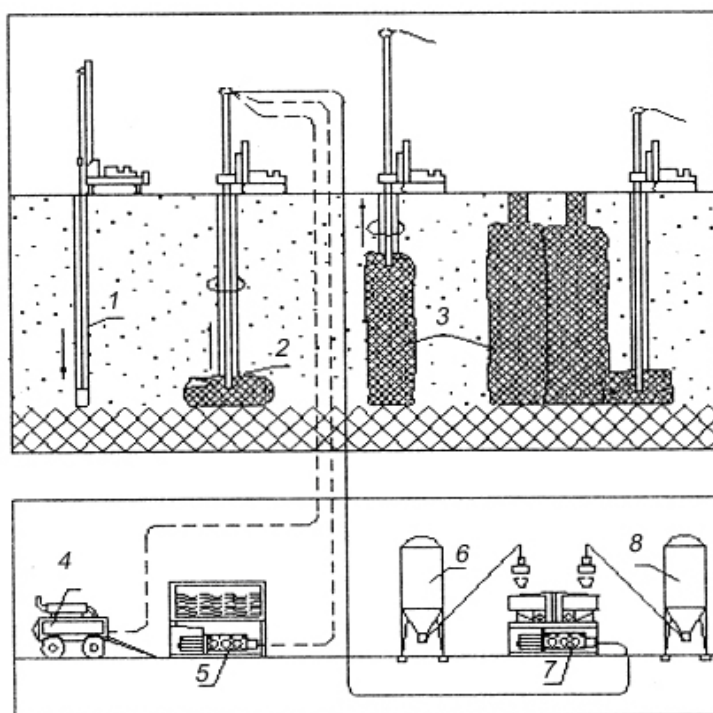


Рисунок 18.26 - Схема устройства стенки из свай с использованием струйной технологии (jet grouting): 1 – буровая скважина до плотных грунтов; 2 – инъектор; 3 – формируемая свая; 4 – компрессор; 5 – насос для подачи воды; 6 – емкости цемента и песка; 7 – растворонасос

Перспективным является метод струйной технологии (рис. 18.26). Последовательность технологических процессов по этому методу заключается в следующем. Сначала бурят скважину 1, в которую погружают инъектор 2 со специальной насадкой с отверстиями (сопло), подают под

большим давлением (100 МПа) инъекционный раствор, иньектор постепенно поднимают с одновременным его вращением, в результате чего формируется свая заданного диаметра или стенка из свай. Все элементы оборудования монтируются на самоходной установке с подводными трубопроводами и локально расположенными компрессором, насосом, растворонасосом, емкостями цемента и песка.

Преимущество струйной технологии является очевидным в сравнении с другими методами, так как она позволяет проводить работы в любых неблагоприятных грунтовых и стесненных условиях, экологически чистыми компонентами.

Следует отметить, что последние три метода используются как при работах, связанных с усилением и реконструкцией зданий и сооружений, так в условиях нового строительства, особенно в застроенной части города.

Анализ методов усиления и реконструкции зданий и сооружений был бы неполным без щелевых фундаментов, которые можно использовать при реконструкции действующих предприятий в стесненных условиях, особенно в случаях, когда динамические воздействия нежелательно проводить вблизи существующих зданий, сооружений и коммуникаций.

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ ПРИНЯТЫХ ВЕЛИЧИН

1. Коэффициенты и функции:

k_f	- коэффициент размягчаемости глинистых грунтов;
e	- коэффициент пористости грунтов;
μ	- коэффициент водоотдачи;
k_{sat}	- коэффициент размягчаемости грунта;
a_k	- коэффициент компрессии;
e_n	- начальный коэффициент пористости;
a_o	- коэффициент относительной сжимаемости;
k_ϕ	- коэффициент фильтрации;
α	- коэффициент относительной деформации;
ξ	- коэффициент бокового давления;
ω	- коэффициент, зависящий от формы площадки и положения рассматриваемой точки;
v	- коэффициент Пуассона (средневзвешенное значение сжимаемости);
c_v	- коэффициент консолидации;
M_γ, M_q, M_c	- коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения грунта (ϕ) под подошвой фундамента;
$k_{уст}$	- коэффициент устойчивости или надежности в условиях скольжения;
λ_a, λ_p	- коэффициент активного и пассивного давления грунта;
η	- коэффициент вязкости;
k_h	- коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания на глубину промерзания фундаментов наружных стен;
M_t	- безразмерный коэффициент, численно равный сумме среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе;
γ_{c1}, γ_{c2}	- коэффициенты условия работы грунтового основания и здания;
k	- коэффициент, учитывающий способ определения прочностных характеристик грунта (C, ϕ);
k_z	- коэффициент, зависящий от размеров подошвы фундамента;
$\gamma_c=1$	- коэффициент условия работы сваи в грунте;
$\phi_p=0.8 \div 1.0$	- коэффициент условия работы ростверка, в зависимости от типа (высокий, низкий)
$\gamma_{св. б}$	- коэффициент условия работы бетона в свайном фундаменте;
γ_c	- коэффициент условия работы сваи в грунте;
γ_g	- коэффициент надежности грунтового основания;

γ_{CR}, γ_{c+}	- коэффициент условий работы в грунте, соответственно под нижним конусом и на боковой поверхности сваи, в зависимости от способа погружения;
γ_k	- коэффициент надежности, принимаемый в зависимости от способа определения несущей способности сваи;
ϵ	- коэффициент восстановления удара молота при забивке сваи;
η	- коэффициент, учитывающий упругие свойства материала сваи;
γ_c	- коэффициент условия работы сваи в грунте;
γ_{c+}	- коэффициент условия работы грунта на боковой поверхности;
ϵ_n	- коэффициент просадочности;
$A_{i, п, б}$	- коэффициенты оттаивания и сжимаемости;
ξ_q, ξ_c, ξ_γ	- коэффициенты, учитывающие форму фундамента в плане, в условиях сейсмичности;
C_z, C_ϕ, C_ψ, C_x	- коэффициенты деформации при действии динамических нагрузок;
Ω_1, Ω_2	- безразмерные коэффициенты, используемые при расчете фундаментов в условиях сейсмичности;
$\gamma_{с.ед}$	- сейсмический коэффициент условий работ, принимаемый равным 1.0; 0.8; 0.6 в зависимости от категории грунтов в районе сейсмичности;
F_1, F_2, F_3	- коэффициенты несущей способности грунтов, зависящие от расчетных значений – угла внутреннего трения (ϕ), удельного веса грунта (γ) при расчете фундамента на сейсмичность;
K_h	- коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания на грунт;

2. Характеристики грунтов и других материалов

pH	- водородный показатель	
ϕ	- угол внутреннего трения грунта	(град)
c	- удельное сцепление грунта	(кПа)
ρ_s	- плотность частиц грунта	т/м ³
ρ	- плотность грунта	т/м ³
W	- влажность грунта	-
C	- удельное сцепление грунта	кПа
W_0	- естественная влажность грунта	-
W_r	- гигроскопическая влажность грунта	-
W_m	- max молекулярная влажность грунта	-
ρ_d	- плотность сухого грунта	т/м ³
n	- пористость грунта	-
S_r	- степень влажности	-
d_{60}, d_{10}	- эффективные диаметры частиц грунта	мм
W_L	- влажность на границе текучести глинистых грунтов	-

W_p	- влажность на границе раскатывания глинистых грунтов	-
I_p	- число пластичности глинистых грунтов	-
I_L	- показатель текучести глинистых грунтов	-
Π	- показатель просадочности	-
m	- масса грунта	-
ρ	- плотность воды	кН/м ³
U	- степень неоднородности грунтов	-
E	- модуль деформации грунта	МПа; кПа
φ	- угол внутреннего трения грунта	(град)

3. Нагрузки, внутренние усилия, реактивные силы, масса элементов

σ	- начальное давление	кПа
P_c	- давление связности	кПа
σ_w	- поровое давление	кПа
$f_{3.c.}$	- сопротивление грунта трению на боковой поверхности зонда, сваи	кПа
f	- сопротивление грунта на боковой поверхности сваи	кПа
$T_{сдв.}, T_{уд.}$	- сдвигающая и удерживающая силы	кПа
$M_{сдв.}, M_{уд.}$	- моменты сдвигающих и удерживающих сил	кН·м
$F_v(f_v)$	- вертикальная (или погонная) сосредоточенная нагрузка на уровне обреза фундаментов	кН (кН·м)
F_d	- несущая способность одиночной сваи по грунту	кН
R	- расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи	кН
E_d	- расчетная энергия удара молота	-
m_1	- масса молота или вибропогружателя	т
m_2	- масса сваи и оголовника	т
m_3	- масса подбабка	т
G	- масса ударной части молота	т
m_n	- общая масса установки при динамическом заглублении	т
$Q_1; Q_2$	- расчетный вес частей машины и вес фундамента	кН

4. Напряжения, сопротивления грунтов и других материалов

R_c	- предел прочности скальных пород на сжатие	кПа
P_n	- удельное сопротивление грунта при пенетрации	кПа
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	- нормальные напряжения в грунте	кПа, кН·м ²
τ_x, τ_y, τ_z	- касательные напряжения в грунте вдоль x, y, z	кПа
P_g	- условное динамическое сопротивление грунта при комбинированном зондировании	кПа

R_0	- условное расчетное сопротивление в грунте	кПа
$M_{кр}$	- крутящий момент при вращении комбинированного зонда	кН·м
$M_{бок}$	- момент сопротивления грунта на боковой поверхности комбинированного зонда при его вращении	кПа
C	- расчетное значение удельного сцепления грунта под подошвой фундамента	кПа
R_0'	- табличное значение расчетного сопротивления грунта	кПа
$\sigma_{гр}^n$	- дополнительное вертикальное напряжение по подошве k-го грунтового пласта	кПа
R_b	- расчетное сопротивление бетона на сжатие	кПа
R_{sc}	- расчетное сопротивление арматуры на сжатие	кПа
f_i	- расчетное сопротивление i-го слоя грунта по боковой поверхности сваи	кПа
$F_{пр}^c$	- предельное сопротивление сваи при погружении в грунт	кПа
F_u	- частное значение предельного сопротивления забивной сваи в месте испытания грунтов моделями свай	кПа
R_{sp}	- предельное сопротивление грунта под нижним концом, эталонной сваи	кПа
f_{cp}	- среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности эталонной сваи	кПа
$F_{u, r}$	- предельное сопротивление грунта от действия горизонтально приложенной нагрузки	кПа
σ_z	- напряжение внешней нагрузки в зоне свайных фундаментов	кПа
F_u	- сопротивление грунта под подошвой опускного колодца	кН
R_{cp}	- прочность кирпичной кладки на срез	кПа

5. Деформации оснований и сооружений

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$	- линейный деформации грунта вдоль соответствующих осей x, y, z	см(мм)
S_i	- осадка элементарного слоя	см(мм)
ΔS	- суммарная осадка всех элементарных слоев	см(мм)
i	- край прямоугольного фундамента	см(мм)
s	- осадка сваи, штампа	мм
s_1, s_2	- осадки грунтового основания под серединами противоположных сторон подошвы фундамента	мм

ξ	- предельная осадка штампа (сваи)	мм
S_a, p_2	- остаточный отказ сваи от одного удара	мм
S	- осадка ленточных свайных фундаментов	мм

6. Геометрические характеристики

d_f	- глубина заложения фундамента	(м)
b	- ширина подошвы фундамента	(м)
A_p	- площадь фильтровавшего сечения	(см ²)
H_1, H_2	- высоты напора в группе	м
L	- длина участка	м
H	- толщина сжимаемого слоя	см
$H_{кр}$	- критическая высота вертикального откоса	м
d_w	- уровень грунтовых вод	м (см)
d_f	- расчетная глубина промерзания	м
d_{fn}	- нормативная глубина промерзания	м
d_b	- расчетное значение глубины подвала	м
d_0	- фактическая глубина промерзания	м
A	- площадь подошвы фундамента	м ²
l	- расстояние между точками, в которых определяется осадка	м
A_6	- площадь поперечного сечения бетона	м ²
A_s	- площадь поперечного сечения арматуры	см ²
A	- площадь поперечного сечения сваи	см ²
U	- наружный размер поперечного сечения сваи	(см)
h_i	- толщина i -го слоя грунта, соприкасающаяся с боковой поверхностью сваи	см
H	- высота падения молота	м
h	- высота отскока ударной части молота	м
l	- глубина погружения забивной сваи	(м)
u	- периметр поперечного сечения сваи	(м)
h_i^n, h_i^r	- толщины слоев, соответствующих песчаным и пылевато-глинистым грунтам	(м)
e	- эксцентриситет	см
b_k	- толщина кирпичной или крупноблочной кладки	см
L_{cb}	- расчетный пролет ростверка	м
S_k	- расстояние от края ростверка до края оси	см
H_p	- высота ростверка	м
a_p, b_p, h	- размеры подошвы ростверка	м
l_c	- глубина погружения сваи в грунт	м
$t_1, t_2 \dots t_n$	- толщины слоев грунта	м
a_{mp}	- расстояние между сваями	м
b_k	- искомая ширина песчаной подушки	м

h_{Π}	- принимаемая высота песчаной подушки	м
S_i	- величина уплотняющей зоны	мм
A_w	- площадь основания колодца	м^2
S_{si}	- общая просадка	мм
A_s	- площадь поперечного сечения грунтовых свай	м^2
H_s	- длина грунтовой сваи	м
S'_{sw}	- величина относительного набухания грунта	м
h_{at}	- высота полного водонасыщения грунта	м
e_I, e_{II}	- эксцентриситеты	мм

7. Физические и другие величины

I	- гидравлический градиент	-
V_0	- скорость фильтрации	см/сек
A	- амплитуда колебаний	мм
A_r	- предельно допустимая амплитуда колебаний	м, мм
t	- время	сек, мин, час
Q	- объем фильтровавшей воды	м^3

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев Ю. М. Возведение зданий и сооружений на насыпных грунтах / Ю. М. Абелев, В. И. Крутов. – М. : Госстройиздат, 1962. – 241 с.
2. Амарян Л. С. Прочность и деформируемость торфяных грунтов / Л. С. Амарян. – М. : Недра, 1969. – 193 с.
3. Безрук В. М. Геология и грунтоведение / В. М. Безрук. – М. : Недра, 1977. – 256 с.
4. Березанцев В. Г. Осесимметричная задача теории предельного равновесия сыпучей среды / В. Г. Березанцев. – М. : Стройиздат, 1952. – 120 с.
5. Бугров А. К. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия / А. К. Бугров, Р. М. Нарбут, В. П. Сипидин. – М. : Стройиздат, 1987. – 184 с.
6. Винокуров Е. В. Итерациональный метод расчета оснований и фундаментов с помощью ЭВМ / Е. В. Винокуров. – Минск : Наука и техника, 1972. – 246 с.
7. Глотов Н. М. Строительство фундаментов глубокого заложения / Н. М. Глотов. – М. : Транспорт. – 248 с.
8. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова. – М. : Стройиздат, 1984. – 679 с.
9. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты / Б. И. Далматов. – Л. : Стройиздат, 1988. – 415 с.
10. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки та споруди на підроблюваних територіях і посадочних грунтах. – Чинний від 2000-07-01. – Київ : Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2000. – 63 с.
11. ДБН В.1.1-12-2006. Будівництво в сейсмічних районах. – Чинний від 2007-01-02. – Київ : Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2007. – 78 с.
12. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування для будівництва. – Чинний від 2008-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2008. – 72 с.
13. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – Чинний від 2009-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 75 с.
14. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. ЗМІНА №1 (Пальові фундаменти). – Чинний від 2011-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 57 с.
15. Денисов О. Г. Основания и фундаменты промышленных и гражданских зданий (с элементами грунтоведения и механики грунтов) / О. Г. Денисов. – М. : Высшая школа, 1968. – 375 с.

16. Друкер Д. Механика грунтов и пластический анализ или предельное проектирование / Д. Друкер, В. Прагер. – М. : Мир, 1975. – С. 166–177.
17. ДСТУ Б.В.2.1-2-96. Грунти. Класифікація. – Чинний від 1997-04-01. – Київ : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 32 с.
18. ДСТУ Б.В.2.1-3-96. Грунти. Лабораторні випробування. Загальні положення. – Чинний від 1997-04-01. – Київ : Держкоммістобудування України, 1997. – 24 с.
19. ДСТУ Б.В.2.1-4-96. Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. – Чинний від 1997-04-01. – Київ : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 101 с.
20. ДСТУ Б.В.2.1-9-2002. Грунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням. – Чинний від 2002-10-01. – Київ : Державний комітет України з будівництва та архітектури, 2002. – 20 с.
21. ДСТУ Б.В.2.1-7-2000. Грунти. Методи польового визначення характеристик міцності і деформованості. – Чинний від 2001-03-01. – Київ : Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2001. – 80 с.
22. ДСТУ Б.А.1.1-25-94. Грунти. Терміни та визначення. – Чинний від 1994-10-01. – Київ : Мінбудархітектури України, 1994. – 46 с.
23. Зурнаджи В. Л. Механика грунтов, основания и фундаменты / В. Л. Зурнаджи, В. В. Николаев. – М. : Высшая школа, 1967. – 416 с.
24. Кандауров И. И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве / И. И. Кандауров. – М. ; Л. : Стройиздат, 1966. – 317 с.
25. Клемяционок П. Л. К вопросу об определении деформационных характеристик грунтов на стабиллометрах / П. Л. Клемяционок // Надежность оснований транспортных сооружений : сб. трудов ПГУПС. – СПб., 1988. – 70 с.
26. Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П. А. Коновалов. – М. : Стройиздат, 1988. – 287 с.
27. Конюхов А. В. Оптимизация конструктивных решений связевых каркасов одноэтажных промышленных зданий : дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения / Конюхов А. В. – Харьков : ХНУСА, 2014. – 139 с.
28. Костерин Э. В. Основания и фундаменты / Э. В. Костерин. – М. : Высшая школа, 1990. – 430 с.
29. Котлов В. Ф. Антропогенные геологические процессы и явления на территории города / В. Ф. Котлов. – М. : Наука, 1972. – 170 с.
30. Лысенко М. П. Состав и физико-механические свойства грунтов / М. П. Лысенко. – М. : Недра, 1972. – 319 с.
31. Маслов Н. Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов / Н. Н. Маслов. – М. : Энергия, 1982. – 511 с.

32. Маслов Н. Н. Физико-техническая теория ползучести глинистых грунтов в практике строительства / Н. Н. Маслов. – М. : Стройиздат, 1984. – 302 с.
33. Махорин А. А. Особенности развития геологических процессов под влиянием техногенных процессов. "Теоретические основы инженерной геологии. Геологические основы" / А. А. Махорин ; под ред. Е. М.Сергеева. – М. : Недра, 1985. – С.219–229.
34. Месчан С. Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов / С. Р. Месчан. – М. : Недра, 1985. – 342 с.
35. Методы определения прочности глинистых пород / под ред. Г. К. Бондарика. – М. : Недра, 1972. – 216 с.
36. Молохов А. А. Практикум по геологии / А. А. Молохов. – М. : Высшая школа, 1996. – 227 с.
37. Основания и фундаменты / Л. Н. Шутенко, Ю. Т. Лупан, А. Г. Рудь и др. – Харьков : ХНАГХ, 2004 – 674 с.
38. Підпірна стінка : пат. № 65826А, Україна : МПК⁷ E02D29/02 / І. Я.Лучковський, О. В. Самородов ; Харків. держ. техн. ун-т буд-ва та архіт. – № 2003065118 ; заявл. 03.06.2003 ; опубл. 15.04.2004, Бюл. № 4. – 4 с.
39. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 2.02.01-83). – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.
40. Приклонский В. А. Грунтоведение / В. А. Приклонский. – М. : Гос. научн. техн. изд., 1955. – 430 с.
41. Рекомендации по определению параметров ползучести и консолидации грунтов лабораторными методами. – М. : Стройиздат, 1989. – 64 с.
42. Руководство по выбору проектных решений фундаментов. – М. : Стройиздат, 1984. – 150 с.
43. Руководство по проектированию свайных фундаментов. – М. : Стройиздат, 1986. – 151 с.
44. Рыбин В. С. Проектирование фундаментов реконструируемых зданий / В. С. Рыбин. – М. : Стройиздат, 1990. – 296 с.
45. Самородов А. В. Внецентренно нагруженные фундаменты с вырезами по подошве : дисс. канд. техн. наук : 05.23.02 – основания и фундаменты / Самородов А. В. – Харьков : ХГТУСА, 2005. – 203 с.
46. Сергеев Е. М. Инженерная геология / Е. М. Сергеев. – М. : Изд. МГУ, 1982. – 248 с.
47. Сидоров Н. Н. Современные методы определения характеристик механических свойств грунтов / Н. Н. Сидоров, В. П. Сипидин. – Л. : Ленгостройиздат, 1972. – 136 с.
48. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции. – Чинний від 1986-01-01. – М. : Госстрой СССР, 1986. – 79 с.

49. СНиП 2.01.09-91. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. – Чинний від 1992-01-01. – М. : Госстрой СССР, 1992. – 43 с.
50. СНиП 2.01-82. Строительная климатология и геофизика. – Чинний від 1984- 01-01. – М. : Госстрой СССР, 1984. – 137 с.
51. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды / В. В. Соколовский. – М. : Гостехиздат, 1954. – 275 с.
52. Сорочан Е. А. Фундаменты промышленных зданий / Е. А. Сорочан. – М. : Стройиздат, 1986. – 303 с. : ил.
53. Сотников С. Н. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений / С. Н. Сотников, В. Г. Симагин, В. П. Вершинин. – М. : Стройиздат, 1986. – 93 с.
54. Справочник по инженерной геологии. – М. : Недра, 1981. – 325 с.
55. Справочник «Основания и фундаменты» / под ред. Г.И. Швецова. – М. : Высшая школа, 1991. – 383 с.
56. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – М. : Стройиздат, 1985. – 479 с.
57. Стрічковий фундамент з повздовжнім вирізом по підшві : пат. № 100647 Україна : МПК⁹ E02D 27/01 / О. В. Самородов, І. Я. Лучковський, О. В. Конюхов, О. В.
58. Кротов ; Харків. нац. ун-т буд.-ва та архіт. – № а201201118 ; заявл. 03.02.2012. ; опубл. 10.01.2013, Бюл. № 1. – 4 с.
59. Тер-Мартirosян З.Г., Ухов С.Б. и др. Методы определения прочностных и деформационных характеристик грунтов и скальных пород / З. Г. Тер-Мартirosян, С. Б. Ухов // Технология строительного производства : сб. – Белгород, 1983. – С. 124.
60. Терцаги К. Механика грунтов в инженерной практике / К. Терцаги, Р. Пек. – М. : Госстройиздат, 1958.
61. Терцаги К. Теория механики грунтов / К. Терцаги ; пер. с англ. ; под ред. Н. А. Цитовича. – М. : Недра, 1993. – 245 с.
62. Тетиор А. Н. Проектирование фундаментов : справочник / А. Н. Тетиор, В. И. Феклин, В. Г. Сургучев. – К. : Будівельник, 1981. – 207 с.
63. Улицкий В. М. Геотехническое сопровождение реконструкции городов / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин. – М., 1999. – 325 с.
64. Ухов С. Б. Механика грунтов, основания и фундаменты / С. Б. Ухов. – М. : АСВ, 1994. – 524 с.
65. Фидаров М. И. Проектирование и возведение прерывистых фундаментов / М. И. Фидаров. – М. : Стройиздат, 1986. – 156 с. : ил.
66. Флорин В. А. Основы механики грунтов. Т. II. / В. А. Флорин. – Л. ; М. : Госстройиздат, 1961. – 544 с.

67. Фундамент : а. с. 1738169 СССР : МКИ⁴ Е 02 Д 27/01 27/44 / Лучковский И. Я., Малый Э. Ю., Поволоцкая И. Р., Островский Б. С. (СССР). – № 4737430/33 ; заявл. 15.09.89 ; опубл. 30.08.92, Бюл. № 32. – 4 с.
68. Цытович Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович. – М. : Госстройиздат, 1963. – 225 с.
69. Цытович Н. А. Механика грунтов : краткий курс / Н. А. Цытович. – М. : Высшая школа, 1983. – 288 с.
70. Черников А. К. Теоретические основы геомеханики. – Спб. : Изд. ПГУПС. – М. : 1994. – 187 с.
71. Шутенко Л. Н. Основания и фундаменты. Курсовое и дипломное проектирование / Л. Н. Шутенко, А. Д. Гильман, Ю. Т. Лупан. – К. : Выща школа, 1989. – 328 с.
72. Шутенко Л. Н. Свайные фундаменты. Курсовое и дипломное проектирование / Л. Н. Шутенко, Ю. Т. Лупан, А. Г. Рудь. – К. : УМК ВО, 1992 – 203 с.
73. Яковлев П. И. Устойчивость транспортных гидротехнических сооружений / П. И. Яковлев. – М. : Транспорт, 1986. – 191 с.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	3
Введение	4

Раздел 1. Основные сведения о грунтах

Глава 1. Виды грунтов	9
1.1. Происхождение, состав и строение грунтов	9
1.1.1 Твердые частицы грунта	12
1.1.2 Жидкая составляющая грунтов	13
1.1.3 Газообразная составляющая грунта	16
1.1.4 Строение грунтов	16
Глава 2. Классификация грунтов и их характеристика	18
2.1 Природные скальные грунты	21
2.2 Природные дисперсные грунты	23
2.3 Техногенные грунты	31
Глава 3. Основы характеристики грунта, определяющие его свойства	33
3.1 Определение свойств грунтов в лабораторных и полевых условиях	33
3.2 Характеристики физических свойств грунтов	38
3.2.1 Основные физические характеристики грунтов	39
3.2.2 Производные физические характеристики грунтов	40
3.2.3 Классификационные физические характеристики.	43
Глава 4. Изменение свойств грунтов под действием внешних факторов.	49
4.1 Основные виды техногенного воздействия на грунты	49
4.2 Изменение свойств грунтов под воздействием статических нагрузок	52
4.3 Изменение свойств грунтов под воздействием динамических	55
нагрузок.	
4.4 Изменение свойств грунтов под влиянием подземного	57
строительства	
4.5 Изменение свойств грунтов в связи с их обводнением	57
4.6. Изменение свойств грунтов под воздействием технической	58
мелиорации.	

Раздел 2. Механические свойства грунтов

Глава 5 Основные закономерности. Определение показателей	60
механических свойств грунтов	
5.1 Общие положения	60
5.2 Деформационные свойства. Закон уплотнения	62
5.2.1 Компрессионная зависимость	62

5.2.2 Структурная прочность грунта	64
5.2.3 Закон уплотнения	65
5.2.4 Основные характеристики сжимаемости грунтов	66
5.3 Водопроницаемость грунтов. Закон фильтрации	68
5.4 Сопротивление грунта сдвигу. Закон Ш. Кулона и прочностные характеристики грунтов.	72
5.5 Методы определения показателей механических свойств грунтов .	78
5.5.1 Основные положения	78
5.5.2 Испытания грунтов в стабилометрах при условии трехосного сжатия.	79
5.5.3 Штамповые испытания	84
5.5.4 Зондирование грунтов	86
5.5.5. Метод вращательного среза	89
Глава 6. Распределение напряжений в грунтах.	93
6.1 Значение вопроса и основные положения	93
6.2 Определение напряжений от действия вертикальной сосредоточенной нагрузки	98
6.2.1. Упругое полупространство	98
6.2.2 Упругая полуплоскость	100
6.3 Напряжения от нагрузки, равномерно распределенной на прямоугольной площадке	101
6.4 Напряжения от полосовой равномерно распределенной нагрузки (плоская задача)	105
6.5 О других решениях и учете влияния различных факторов на НДС грунтового массива	108
6.6 Распределение напряжений от собственного веса грунта	112
6.7 Определение контактных напряжений	113
Глава 7. Деформации грунтов и расчет осадок оснований	118
7.1 Основные положения	118
7.1.1 Основные слагаемые осадок оснований фундаментов	118
7.1.2 Деформации зданий и сооружений вследствие неравномерных осадок их оснований как результат процессов, происходящих в грунтах оснований	120
7.1.3 Процессы, происходящие в длительно нагруженных грунтах оснований зданий и сооружений	130
7.2 Задачи определения осадок и кренов фундаментов	133
7.2.1 Определение осадки слоя грунта при сплошной нагрузке (основная задача)	134
7.2.2 Метод послойного суммирования для расчетов осадки фундаментов	136
7.2.3 Расчет осадки методом эквивалентного слоя	138
7.2.4 Расчет осадки методом линейно-деформируемого слоя	141
7.2.5 Определение кренов фундаментов	143

7.3 Расчет нарастания осадки во времени	145
7.3.1 Общие положения	145
7.3.2 Уравнение одномерной задачи теории фильтрационной консолидации (ТФК)	146
7.3.3 Решение уравнения одномерной задачи ТФК. Степень консолидации	147
7.3.4 Консолидация при различных эпюрах уплотняющего давления	149
7.3.5 Расчеты нарастания осадки на слоистых основаниях	150
Глава 8. Прочность и устойчивость оснований и массивов грунта	153
8.1 Понятие о предельном равновесии грунта в точке при стадии напряженно-деформированного состояния грунтов в основаниях	153
8.2 Условие предельного равновесия и различные формы его записи	156
8.3 Определение начальной критической нагрузки и расчетного сопротивления основания	159
8.4 Основы теории предельного равновесия	162
8.5 Формулы для определения предельной критической нагрузки	169
Глава 9. Устойчивость откосов и давление грунтов на ограждения и подпорные стены.	173
9.1 Значение вопроса и общие положения	173
9.2 Устойчивость откосов при плоских поверхностях скольжения	175
9.2.1 Откос в идеально сыпучем грунте ($\varphi \neq 0$, $c = 0$)	175
9.2.2 Грунт обладает только сцеплением	176
9.2.3 Учет фильтрационных сил	178
9.2.4 Устойчивость откоса при заданной плоскости скольжения	179
9.2.5 Устойчивость вертикального откоса в связном грунте	180
9.3 Расчет устойчивости откосов при криволинейных поверхностях скольжения	183
9.4 Расчет устойчивости откосов с использованием строгих решений теории предельного равновесия	186
9.5 Условия применения различных методов расчета и мероприятия для повышения устойчивости откосов и склонов	188
9.6 Давление грунтов на ограждающие конструкции	190
9.6.1 Виды давления грунта на подпорную стенку	190
9.6.2 Определение активного давления на вертикальную гладкую стенку при горизонтальной поверхности засыпки	193
9.6.3 Учет наклона задней грани стенки, трения грунта по ней и наклона поверхности засыпки	195
9.6.4 Определение давления при сплошной нагрузке и сложном очертании поверхности грунта	197
9.6.5 Наличие за стенкой слоев грунта с разными свойствами.	198
9.6.6 Определение пассивного давления	200
9.6.7 Определение активного и пассивного давления по строгим решениям теории предельного равновесия	201

Глава 10. Реологические свойства грунтов и их учет	203
10.1 Экспериментальные данные о реологических свойствах грунтов	203
10.2 Реологические модели	208
10.3 Линейная теория наследственной ползучести	212
10.4 Учет деформаций ползучести при сдвиге	215
10.5 Расчет осадок с учетом ползучести	218
Глава 11. Основы нелинейной механики грунтов	221
11.1 Линейная и нелинейная механика грунтов. Виды нелинейности	221
11.2 Особенности нелинейного деформирования грунтов	224
11.3 Решение нелинейных задач механики грунтов на основе деформационной теории пластичности	230
11.4 Значение методов нелинейной механики грунтов	235

Раздел 3. Основания и фундаменты

Глава 12. Фундаменты, возводимые в открытых котлованах	236
12.1 Основные положения по проектированию фундаментов	236
12.2 Классификация инженерно-геологических условий	237
12.3 Инженерно-геологические элементы грунтовой толщи	237
12.4 Инженерная оценка однородности оснований	238
12.5 Оценка степени влияния подземных вод на строительные свойства грунтов	241
12.6 Определение минимально возможной глубины заложения фундаментов	242
12.7 Проектирование фундаментов в открытых котлованах	245
12.7.1 Классификация фундаментов мелкого заложения и область их применения	245
12.7.2 Ленточные фундаменты (конструктивные решения)	247
12.7.3 Рекомендации по устройству сборных ленточных фундаментов	254
12.7.4 Эффективные конструкции фундаментов с вырезами по подошве	256
12.7.4.1 Центральные нагруженные фундаменты	256
12.7.4.2 Внецентренно нагруженные фундаменты	262
12.7.4.2.1 Фундаменты, воспринимающие моменты вдоль одной оси	262
12.7.4.2.2 Фундаменты, воспринимающие моменты в двух взаимно перпендикулярных направлениях	268
12.7.5 Отдельные фундаменты (конструктивные решения)	275
12.7.6 Гидроизоляция фундаментов	282
12.7.7 Рекомендации по выбору типа фундамента на естественном основании	284
12.8 Исходные данные для проектирования фундаментов мелкого заложения	285
12.9 Определение размеров подошвы фундамента	285

12.9.1 Критерии выбора размеров подошвы фундамента	285
12.10 Расчетные зависимости	286
12.11 Рекомендации по назначению расчетных параметров при определении ширины подошвы фундамента	290
12.12 Порядок определения размеров подошвы фундамента.	293
12.13 Проверка прочности подстилающего слоя	294
12.14 Расчет кренов фундаментов	295
Глава 13. Свайные фундаменты	300
13.1 Общие положения	300
13.1.1 Виды свайных фундаментов	301
13.1.2 Сваи изготавливаемые в грунте	307
13.1.3 Зарубежный опыт устройства набивных свай.	311
13.2 Процессы, происходящие в грунте при погружении свай	316
13.3 Определение несущей способности свай	318
13.3.1 Определение несущей способности свай по материалу	319
13.3.2 Определение несущей способности свай статической нагрузкой	320
13.3.3 Определение несущей способности свай по грунту расчетным (нормативным) методом.	321
13.3.4 Динамический метод определения несущей способности свай	325
13.3.5 Определение несущей способности грунта моделями свай	328
13.3.6 Определение несущей способности свай на действие горизонтальных нагрузок	330
13.4 Проектирование свайных фундаментов	331
13.4.1 Размещение свай в фундаменте	331
13.4.2 Конструкции и расчет ростверков	335
13.4.3 Расчет свайных фундаментов по деформациям	349
13.4.4 Методы расчета осадок (деформаций) оснований свайных фундаментов	350
Глава 14. Искусственные основания, методы улучшения строительных свойств грунтов.	359
14.1 Грунтовые подушки и армирование слабых оснований	361
14.2 Механическое уплотнение грунтов	363
14.3 Искусственные основания, создаваемые с помощью физико- химических процессов	372
Глава 15. Фундаменты глубокого заложения	381
15.1 Опускные колодцы	381
15.2 Погружение опускных колодцев	384
15.3 Расчет фундаментов глубокого заложения (опускные колодцы)	385
15.4 Кессоны	387
15.5 Тонкостенные оболочки	389
15.6 Подземные сооружения, устраиваемые методом "стена в грунте"	390

Глава 16. Фундаменты, возводимые в условиях структурно-неустойчивых грунтов	395
16.1 Просадочные грунты	395
16.2 Слабые грунты	401
16.3 Набухающие грунты	403
16.4 Подрабатываемые территории.	406
16.5 Суффозия в песчаных и глинистых грунтах	408
16.6 Тиксотропные свойства грунтов	409
16.7 Растворимость пород	411
Глава 17. Устройство фундаментов в особых условиях	413
17.1 Особенности устройства фундаментов в районах сейсмичности	413
17.2 Устройство фундаментов в районах подтопления	419
17.3 Устройство фундаментов при действии динамических нагрузок	433
17.4 Устройство фундаментов на склонах	445

Раздел 4. Основания и фундаменты реконструируемых зданий и сооружений

Глава 18. Усиление оснований и фундаментов.	457
18.1 Общие положения	457
18.2 Обследование фундаментов и грунтов основания	457
18.3 Расчет оснований реконструируемых зданий	460
18.4 Строительство сооружений вблизи существующих зданий	462
18.5. Основные методы усиления оснований и фундаментов	476
Приложения	
Основные буквенные обозначения принятых величин.	485
Список литературы	491

Навчальне видання

ШУТЕНКО Леонід Миколайович,
РУДЬ Олександр Григорович,
КІЧАЄВА Оксана Володимирівна,
САМОРОДОВ Олександр Віталійович,
ГАВРИЛЮК Ольга Володимирівна

МЕХАНІКА ҐРУНТІВ, ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

ПІДРУЧНИК

(Рос. мовою)

Відповідальний за випуск *О. В. Гаврилюк*

Редактор *З. І. Зайцева*

Комп'ютерне верстання *Є. Г. Панова*

Дизайн обкладинки *Т. Є. Клочко*

Підп. до друку 24.06.2015 р.
Друк на ризографі
Тираж 300 пр.

Формат 60х84/16
Ум. друк. арк. 4,7
Зам. №

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет міського господарства
імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4705 від 28.03.2014